



Ecole Nationale Polytechnique

Département de l'Hydraulique

Laboratoire de Recherche Sciences de l'Eau



Mémoire de Magister
en Hydraulique
Option : Science de l'eau

Présenté par :

DAHMANI Hocine

Ingénieur d'état en hydraulique de l'ENSH-Blida

Intitulé

ETUDE HYDRO-SEDIMENTAIRE EN DOMAINE BIDIMENSIONNEL D'UN MILIEU COTIER PAR UN PROGICIEL DE CALCUL (MIKE 21 ET LITPACK)

Soutenu publiquement le : 19/04/2012 devant le jury composé de:

Président	Mr.KETTAB	Ahmed	Prof	ENP-Alger
Rapporteur	Mr.MIHOUBI	Mustapha Kamel	MC (A)	ENSH-Blida
Examineurs	Melle.BENMAMAR	Saadia	MC (A)	ENP-Alger
	Mr.BESSENASSE	Mohamed	MC (A)	USSD-Blida
	Mr.SALAH	Boualem	MC (A)	ENSH-Blida
	Mme.BACHARI HOUMA	Fouzia	MC (A)	ENSSAL-Alger
Invités	Mr.BOUDOUMA	M'hamed	Directeur Général	LEM-Alger

ENP 2012

Remerciements

Je tiens à remercier dans un premier temps, toute l'équipe pédagogique de l'école doctorale sciences de l'eau et développement durable et le responsable de la formation de l'école Doctorale, Monsieur Ahmed KETTAB, Professeur et Directeur du Laboratoire Recherche Sciences de l'Eau (LRS-Eau), de l'Ecole Nationale Polytechnique (ENP) d'Alger, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

Je remercie spécialement Monsieur Mustapha Kamel MIHOUBI, Maître de Conférences, chef de département génie, à l'eau de l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), Blida, pour la patience, l'aide et conseils ainsi que le temps prodigué pour la réalisation de ce travail. Qu'il trouve toute ma gratitude et respect.

Je tiens à remercier les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer mon travail. Qu'ils trouvent toute ma reconnaissance.

Je tiens tout particulièrement à remercier le Directeur général du Laboratoire des Etudes Maritimes (LEM), Monsieur M'hamed BOUDOUMA, Madame S.SI GUESMI Ingénieur chargé d'études et Le directeur technique Monsieur Zoubir MATOUK., de m'avoir accepté en tant que stagiaire au sein du laboratoire et de l'intérêt qu'ils m'ont porté tout au long de mon stage ainsi pour leur aide.

J'aimerais aussi remercier mes parents qui m'ont poussé à entreprendre la voie de la science et de la recherche et encouragé tout le long de mon parcours.

Dahmani Hocine

ملخص :

هذا العمل يهدف إلى دراسة المناطق الساحلية من خلال النموذج العددي، ثنائي الأبعاد. يتم هذا باستخدام نموذج ديناميكا –رسوبي لحركة الرواسب تحت تأثير المنشآت البحرية في الساحل. لهذا الغرض قمنا بإجراء مجموعة من الحسابات. بواسطة برنامج DHI. هذا البرنامج يشمل مجموعة من الحسابات MIKE 21 و LITPROF. على أساس دراسة لنظام الموجة والعواصف مجتمعة مع التيارات البحرية قمنا بتعيين المناطق ذات ضغط الإشعاع الضعيف، تحديد مناطق الاضطرابات ذات التيارات القوية التي تنقل الكتل، والذي يؤدي إلى نقل الرواسب و حبات الرمل

المعلومات التي تقدمها رموز الكمبيوتر من البرنامج الأول ساعد على استخدام البرنامج LITPROF مقاطع التوازن للشواطئ تقع بالقرب من مواقع الدراسة و إنشاء البديل الأمثل لتوفير التوازن بين التنمية الاقتصادية و الساحلية الشاملة. و من الواضح تماما أنه سيتم إجراء دراسة نتائج المعايرة على حوض الموجة ذات قعر متحرك من أجل التحقق من صحة الحل الأمثل التي تم إنشاؤها بواسطة النموذج العددي

الكلمات الرمزية: الموجة، التيار، حركة الرواسب، ضغوط الإشعاع، EKIM 21، CAPTILK، مقطع التوازن، التهيج

Résumé :

Le présent travail porte sur l'étude d'un aménagement littoral via une modélisation numérique, en mode bidimensionnel. Il s'agit d'examiner à l'aide d'un modèle hydro-sédimentaire, la dynamique des sédiments sous l'influence des ouvrages maritimes côtiers au niveau d'un aménagement portuaire. Pour ce faire, nous avons effectué des simulations à l'aide du progiciel **DHI**, un progiciel de renommé intégrant les modules de calculs MIKE 21 et LITPROF. Sur la base d'une étude du régime des houles et tempêtes combinées aux courants marins nous avons localisée les zones de contraintes de radiation vulnérables, la localisation les zones de fortes turbulences par les courants violents favorisant le transport de masse, traduit par un transit sédimentaire des particules sableuses non cohésives.

Les enseignements fournis par les codes de calcul du premier module ont permis d'examiner à l'aide du module LITPROF, les profils d'équilibre des plages situées à proximité du site et de dégager une variante optimale assurant un équilibre éco systémique et durable pour l'aménagement côtier. Il est tout à fait évident, qu'une étude de calage des résultats obtenus devra être réalisée sur un bassin à houle à fond mobile afin valider la solution optimale dégagée par le modèle numérique.

Mots-clés : Houle, courant, transport sédimentaire, contraintes radiation, MIKE 21, LITPACK, profil d'équilibre, agitation.

Abstract:

This work focuses on the study of a coastal development through numerical modeling, two-dimensional mode. This is examined using a model hydro-sedimentary dynamics of sediments under the influence of marine works at a coastal harbor development. To do this, we performed simulations using the DHI software, an integrated software package renamed modules LITPROF and MIKE 21 calculations. Based on a study of the system of waves and currents combined with storms we have localized areas of radiation stresses vulnerable, locating areas of turbulence by strong currents promoting mass transport, resulting in sediment transport no cohesive sand particles.

The lessons provided by the computer codes of the first module were examined using the module LITPROF; the profiles of equilibrium beaches located near the site and generate an optimal variant providing a balance for sustainable economic and systemic coastal development. It is quite obvious that a study of calibration results will be made on a basin to swell fully mobile in order to validate the optimal solution generated by the numerical model.

Keywords: Swell, currents, sediment transport, constraints radiation, MIKE 21, LITPACK, profile of equilibrium, agitation.

SOMMAIRES

Introduction générale	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : ETAT DE CONNAISSANCES SUR L'HYDRODYNAMIQUE DE LA HOULE

I.1 Introduction	3
I.2 Hydrodynamique de la houle	3
I.2.1 Définition des paramètres de la vague	3
I.2.2 Etude d'une onde régulière et progressive	4
I.2.2.1 Mise en équation	4
I.2.2.2 Conditions aux limites	5
I.3 Théorie des vagues linéaires	6
I.3.1 Modèle d'Airy 1945	6
I.3.1.1 Expression du potentiel des vitesses	7
I.3.1.2 Profil de l'onde	7
I.3.1.3 Célérité de l'onde	8
I.3.1.4 Expression de la vitesse	8
I.3.1.5 Trajectoire des particules	9
I.3.1.6 Energie de la houle	9
I.3.1.7 Vitesse de groupe	9
I.3.1.8 Puissance de la houle	10
I.4 Modèles de houle non-linéaire	10
I.4.1 Modèle de Stokes (1847)	10
I.4.2 Modèle Boussinesq 1872	11
I.4.3 Domaine d'application des houles régulières	12
I.5 La transformation de la houle non linéaire	12
I.5.1 Description du phénomène	12
I.5.2 Déferlement de la houle	13
I.5.2.1 Définition	13
I.5.2.2 Conditions du déferlement	14
I.5.3 Réfraction de la houle	15
I.5.3.1 Définition	15
I.5.4 Diffraction de la houle	15
I.6 Houle Irrégulière	16
I.6.1 Définition	16
I.6.2 Méthodes d'analyse	17

I.6.3 Analyse statistique temporelle	17
I.6.3.1 Principe	17
I.6.3.2 Répartitions statistiques des hauteurs de houle en eau profonde	19
I.6.3.3 Répartitions statistiques des périodes de houle	20
I.6.4 Analyse spectacle	20
I.6.4.1 Principe de l'analyse spectrale	20
I.6.4.2 Fonctions spectrales des houles	20
I.7 Conclusion.....	23

CHAPITRE II : ETAT DE CONNAISSANCES SUR LE TRANSPORT SEDIMENTAIRE EN MILIEU COTIER

II.1 Introduction.....	24
II.2 Propriétés des sédiments non-cohésifs	24
II.2.1 Classification	24
II.2.1.1 Densité des matériaux.....	24
II.2.1.2 Diamètre et coefficient de forme	25
II.2.1.3 Classification des sédiments	25
II.2.1.4 Propriétés cohésives.....	26
II.2.2 Fonction de répartition des vitesses de chute.....	26
II.2.2.1 Définition de la vitesse de chute	26
II.2.2.2 Fonctions de répartition	26
II.3 Frottement du fond.....	27
II.3.1 Contrainte de frottement liée au courant.....	27
II.3.2 Frottement lié à la houle seule	28
II.3.3 Combinaison houle et courant	29
II.4 Critère d'entraînement	30
II.4.1 Seuil de mise en mouvement	32
II.4.2 Seuil de mise en suspension.....	32
II.5 Influence des facteurs dynamiques sur mouvement des sédiments	32
II.5.1 Houle.....	32
II.5.2 Courants	32
II.5.3 Vent.....	33
II.6 Mécanismes de transport des sédiments	33
II.6.1 Différents modes de transport des sédiments	33
II.6.2 Charriage des sédiments par l'action de la houle	34
II.7 Forme générale de transport solide	36

II.7.1 Définition	36
II.7.2 Transport par charriage	36
II.7.3 Transport par suspension	37
II.8 Différentes formules de transport des sédiments	37
II.8.1 Transport par charriage en courant permanent	37
II.8.2 Transport des sédiments sous l'action de la houle et courants	39
II.8.2.1 Transport par charriage	39
II.8.2.2 Transport en suspension.....	39
II.8.2.3 Transport par charriage et suspension	40
II.9 Profil d'équilibre de la plage	42
II.9.1 Définition	42
II.10 Conclusion	44

CHAPITRE III : APPROCHE METHODOLOGIQUE DE MODELISATION NUMERIQUE A L'AIDE DES CODES DE CALCULS: MIKE 21 ET LITPACK

III.1 Introduction	45
III.2 Approche intégrée de modélisation	46
III.3 Modèle numérique spectral wave (MIKE 21- SW).....	48
III.3.1 Description du modèle.....	48
III.3.2 Domaine d'application	48
III.3.3 Equations de base	49
III.3.3.1 Généralité	49
III.3.3.2 Equations de conservation de l'action du vague	49
III.4 Modèle numérique en pente douce <i>parabolic mild slope</i> (MIKE 21- PMS)	51
III.4.1 Description du modèle.....	51
III.4.2 Domaines d'applications	52
III.4.3 Equation de base	52
III.4.4 Modèle parabolique	52
III.5 Modèle numérique hydrodynamique (MIKE 21-HD).....	53
III.5.1 Description du modèle.....	53
III.5.2 Equations de base	54
III.5.3 Résolution numérique de MIKE 21-HD.....	55
III.5.4 Entrées du modèle (<i>input of model</i>).....	56
III.5.5 Sorties du modèle (<i>Out put of Model</i>)	57
III.6 Modèle numérique de transport de sédiments non-cohésifs (MIKE 21-ST).....	57
III.6.1 Description du modèle.....	57

III.6.2 Domaines d'applications	58
III.6.3 Méthodes de transport sédiment	58
III.6.4 Méthode de STP (<i>Sediment Transport Program</i>)	59
III.7 LITPROF	63
III .7.1 Description du module	63
III .7.2 Domaines d'application	63
III .7.3 Equations de base	63
III .7.4 Solution technique	64
III .7.5 Données de base	64
III .7.6 Etat de sortie	64
III.8 Conclusion.....	65

CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE D'UN SYSTEME HYDRO-SEDIMENTAIRE EN MILIEU COTIER

IV.1 Introduction	66
IV.2 Principes de la modélisation.....	66
IV.3 Notion de maillage	66
IV.3.1 Nœuds et éléments	66
IV.3.2 Géométrie et topologie	67
IV.3.3 Connectivité	67
IV.3.4 Orthogonalité.....	69
IV.3.5 Monobloc et multibloc	69
IV.3.6 Conforme et non-conforme	70
IV.3.7 Blocs et groupes	70
IV.4 Méthode des différences finies.....	70
IV.4.1 Caractéristiques	71
IV.4.2 Utilisation de différences finies.....	71
IV.5 Méthode des éléments finis	72
IV.5.1 Principe des éléments finis	72
IV.5.2 Caractéristiques	72
IV.5.3 Utilisation des éléments finis	73
IV.6 Méthode des volumes finis.....	73
IV.6.1 Principe des volumes finis.....	73
IV.6.2 Caractéristiques	74
IV.6.3 Utilisation de volumes finis.....	74
IV.7 Modèle numérique spectral waves (MIKE 21-SW).....	75
IV.7.1 Mise en œuvre numérique	75

IV.8 Parabolic mild slope (MIKE 21- PMS).....	79
IV.9 Modèle numérique hydrodynamique (MIKE 21-HD)	79
IV.9.1 Différentes approximations pour des points à partir de la côte	83
IV.9.1.1 Equation de masse suivant la direction x	83
IV.9.1.2 Equation de masse suivant la direction y	84
IV.9.2 L'équation dynamique suivant la direction x.....	84
IV.9.2.1 Modèle général	84
IV.9.2.2 Terme de gravité	85
IV.10 Module de calcul des sédiments non-cohésifs MIKE 21-ST	86
IV.11 Conclusion.....	88

CHAPITRE V : APPLICATION A UN CAS REEL : AMENAGEMENT PORTUAIRE DE KHEMISTI

V.1 Introduction	89
V.1 Situation générale de la zone d'étude	90
V.1.1 Situation géographique	90
V.1.2 Approche numérique	91
V.1.3 Démarches adoptées	92
V.2 Analyse des données bathymétriques	93
V.3 Etude sedimentologique	94
V.3.1 Caractères sédimentologiques des dépôts superficiels	94
V.3.2 Positionnement des points de prélèvement.....	94
V.3.3 Répartition spatiale de la fraction fine.....	95
V.3.4 Etude de la fraction grossière	96
V.3.4.1 Courbes granulométriques	96
V.3.4.2 Répartition spatiale de la médiane (D_{50}).....	96
V.3.4.3 Répartition spatiale du décile supérieur (D_{90})	97
V.5 Simulation numérique.....	98
V.5.1 Examen de l'état initial.....	98
V.5.2 Résultats et Discussion	99
V.6 Etudes des variantes d'aménagement	108
V.6.1 Variante I	108
V.6.2 Variante II.....	109
V.6.3 Variante III	110
V.6.4 Résultats et discussion.....	111
V.6.5 Variante adoptée	114
V.7 Etude de l'évolution de profil de la plage.....	115

V.8 Conclusion et recommandations.....	117
Conclusion générale	119
Références bibliographiques	121
Annexes	124

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Grandeurs caractéristiques de la houle	3
Figure 1.2: Trajectoire des particules selon Airy en fonction de la profondeur	9
Figure 1.3: Domaines d'application des houles régulières	12
Figure 1.4: Description de la zone de déferlement de Svendsen	13
Figure 1.5: Réfraction de la houle	15
Figure 1.6: Diffraction de la houle dans une barrière	16
Figure 1.7 : Superposition de trois ondes sinusoïdales formant une onde irrégulière	17
Figure 1.8 : Principe de l'analyse temporelle d'un signal temporel	18
Figure 1.9 : Distribution typique de hauteur-fréquence de vague	19
Figure 1.10: Spectre de Pierson-Moskowitz et de JONSWAP	22
Figure 2.1: Variation du coefficient de frottement f_w avec le nombre A_0 / z_0	29
Figure 2.2: Diagramme de Shields	30
Figure 2.3: Schéma général d'un écoulement de direction Ψ_1 sur un fond de pente	31
Figure 2.4: Profil du facteur de forme A en fonction de diamètre D et la vitesse de chute	43
Figure 3.1 : Approche méthodologique de modélisation	47
Figure 3.2 : Module MIKE 21 Spectral Waves FM	48
Figure 3.3: Module MIKE 21 <i>Parabolic Mild-Slope Waves</i>	51
Figure 3.4: Module MIKE 21 Flow Model	53
Figure 3.5 : Module MIKE 21-ST (<i>Non-cohesive sediment transport</i>)	58
Figure 3.6: Module de l'évolution du profil des plages par le code LITPROF	63
Figure 4.1 : Illustration de la notion de maillage	67
Figure 4.2 : Quelques types d'éléments de maillage	67
Figure 4.3 : Exemples d'un maillage structuré	68
Figure 4.4 : Exemples de maillages non structuré	68
Figure 4.5 : Maillage sur un disque (Maillage non structuré localement)	69
Figure 4.6 : Exemples de grilles <i>multiblocs</i>	70
Figure 4.7 : Conception de base des différences finies	71
Figure 4.8 : Exemple 1D (espace d'éléments finis P_1)	72
Figure 4.9 : Volume Finis appliquée au domaine élémentaire	74
Figure 4.10: Point centré et Milieu des cotés	77
Figure 4.11 : Différence grille dans l'espace x, y	80
Figure 4.12: Centrage du temps de calcul	80
Figure 4.13 : Champ d'alimentation (side-feeding)	81

Figure 4.14 : Cycle des passages informatiques.....	83
Figure 4.15 : Notation de grille : équation de masse	84
Figure 4.16 : Notation de grille : Equation de mouvement suivant x	86
Figure 5.1 : Plan de situation la commune de Khemisti Echelle : 1/25000.....	90
Figure 5.2. Situation géographique du port de Khemisti Echelle 1/25000	91
Figure 5.3 : Carte bathymétrique de la zone d'étude avec le positionnement des profils	93
Figure 5.4 : Carte de positionnement des points de prélèvements	95
Figure 5.5: Carte de répartition spatiale des pérites	96
Figure 5.6: Carte de répartition spatiale de la médiane (D_{50})	97
Figure 5.7: Carte de répartition spatiale du décile supérieur (D_{90})	98
Figure 5.8 : Levée bathymétrique du site (Khemisti)	99
Figure 5.9 : Répartition de réfraction de la houle ($MWD=30^\circ$; $H_S=2,56m$; $T=8s$).....	100
Figure 5.10 : Répartition du champ des courants littoraux : Houle incidente ($MWD=30^\circ$; $H_S =2,56m$; $T=8s$)	101
Figure 5.11 : Capacité du transport solide ($MWD=30^\circ$; $H_S =2,56m$; $T=8s$).....	102
Figure 5.12 : Champ de réfraction de la houle ($MWD=310^\circ N$; $H_S =2,64 m$; $T=8s$)	104
Figure 5.13 : Variation de H_{rms} en fonction de la distance au niveau du Profil n°4.....	104
Figure 5.14 : Représentation adimensionnelle des contraintes de radiation et la distance –Profil n°4	105
Figure 5.15 : Représentation adimensionnelle des contraintes de radiation et la distance –Profil n°10	105
Figure 5.16: Répartition du champ des courants littoraux :conditions de la houle incidente : $MWD=310^\circ N$; $H_S =2,64 m$; $T=8s$:.....	106
Figure 5.17 : Capacité du transport solide pour Conditions de la houle incidente : $MWD=310^\circ N$; $H_S =2,64 m$; $T=8s$	107
Figure 5.18 : Schéma de la variante d'aménagement N°1	109
Figure 5.19 : Schéma de la variante d'aménagement N°2	110
Figure 5.20 : Schéma de la variante d'aménagement N°3	111
Figure 5.21 : Champ des vitesses de réfraction de l'aménagement pour les conditions de houle : $MWD=30^\circ$; $H_S =2,56m$; $T=8s$	112
Figure 5.22 : Champ des courants de la houle Pour les conditions de houle : $MWD=30^\circ$; $H_S =2,56m$; $T=8s$	112
Figure 5.23: Capacité du transport solide au voisinage de l'aménagement pour les conditions de houle: $MWD=30^\circ N$; $H_S =2,56 m$; $T=8s$	113
Figure 5.24 : Variante d'aménagement avec un épi sur la coté Est du port pour les conditions de houle: $MWD=30^\circ N$; $H_S =2,56 m$; $T=8s$	115
Figure 5.25 : Evolution du profil de la plage : Cas du profil Est N°2 : Condition de houle : $MWD=310^\circ$; $H_S =2,56m$; $T=8s$	117

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Classification des sédiments selon AFNOR	25
Tableau 2.2 : Différentes formules sur la forme du profil d'équilibre de la plage	44
Tableau 5.1 : Caractéristiques des houles incidentes (Hauteur, Période, Direction)	92
Tableau 5.2 : Evolution de paramètres de la houle (MWD=30°; $H_S=2,56\text{m}$; T=8) déterminés par le module SW	99
Tableau 5.3 : Evolution de paramètres de la houle (MWD=270°; $H_S=2,67\text{m}$; T=8) déterminés par le module SW	102
Tableau 5.4 : Evolution de paramètres de la houle (MWD=310°; $H_S=2,64\text{m}$; T=8) déterminés par le module SW	103
Tableau 5.5 : Evolution de paramètres de la houle (MWD=360°; $H_S=2,67\text{m}$; T=8) selon le module SW	107
Tableau 5.6 : Paramètres retenus pour le calcul avec le code LITPROF.	115

NOTATIONS ET SYMBOLES

Notation	Définition	Unités
A	Facteur de forme dépendant du sédiment constituant la plage.	$(m^{1/3})$
A_b	Coefficient de transport en charriage	$(-)$
A_s	Coefficient de transport en suspension	$(-)$
A_0	Amplitude du mouvement orbital sur le fond	(m)
B	Coefficient de transport par charriage	$(-)$
C	Célérité des ondes	$(m.s^{-1})$
C_D	Coefficient de frottement quadratique	$(-)$
C_d	Coefficient de Chézy dû au frottement total	$(-)$
C_{dp}	Coefficient de Chézy dû au frottement de peau	$(-)$
C_g	Célérité de groupe	$(m.s^{-1})$
C_x	Composante de vitesse de groupe suivant x	$(m.s^{-1})$
C_y	Composante de vitesse de groupe suivant y	$(m.s^{-1})$
C_{vs}	Concentration volumique en sédiments	$(-)$
C_θ	Composante de vitesse de groupe suivant la direction θ	$(m.s^{-1})$
C_ω	Composante de vitesse de l'action de vague dans le domaine de fréquence	$(m.s^{-1})$
C_0	Célérité de l'onde en eau profonde	$(m.s^{-1})$
C'_0	Nombre Chézy liés aux caractéristiques géométriques du matériau du lit.	$(m^{1/2}.s^1)$
C'	Nombre de frottement de Chézy	$(m^{1/2}.s^1)$
$Cr_{i,l,m}$	Nombre de courant	$(-)$
D	Diamètre des particules solides	(mm)
D_{16}	Diamètre D16%	(mm)
D_{84}	Diamètre D84%	(mm)
D_{50}	Diamètre médian granulométrique des sédiments	(mm)
D_{90}	Diamètre D90%	(mm)
D_*	Diamètre adimensionnel	$(-)$
E	Densité de l'énergie de la vague.	$(-)$
E_c	Energie cinétique de la houle par unité de longueur	$(N.m^{-1})$
E_p	Energie potentielle de la houle par unité de longueur	$(N.m^{-1})$
E_t	Energie totale de la houle par unité de longueur	$(N.m^{-1})$
$E_{\eta\eta}(f)$	Spectre de densité d'énergie associé à la fréquence f	$(m^2.s)$
F_θ	Flux à travers la face dans la direction de l'espace	$(-)$
F_σ	Flux à travers la face dans la fréquence	$(-)$
F_n	Flux normal à travers une coté	$(-)$
H	Hauteur de la houle différence crête - creux	(m)

H_b	Hauteur de la houle au déferlement	(m)
H_d	Hauteur d'une vague déterminée par méthode temporelle par passage par 0 par valeurs décroissantes	(m)
H_{dif}	Hauteur de d'onde diffractée	(m)
H_i	Hauteur de l'onde incidente	(m)
H_{max}	Hauteur maximale des vagues	(m)
H_{moy}	Hauteur moyenne des vagues	(m)
H_{rms}	Hauteur quadratique moyenne	(m)
H_s	Hauteur significative des vagues	(m)
H_u	Hauteur d'une vague déterminée par méthode temporelle par passage par 0 par valeurs croissantes	(m)
H_{m0}	Hauteur significative spectrale	(m)
H_0	Hauteur d'onde de la houle au large	(m)
$H_{1/3}$	Hauteur moyenne du tiers supérieur en hauteur des vagues	(m)
$H_{1/10}$	Hauteur moyenne du dixième supérieur en hauteur des vagues	(m)
I	Pente de la plage	(-)
I_b	Indice de déferlement	(-)
K_1	Rapport entre la hauteur des vagues de déferlement à la profondeur de l'eau	(-)
L	Longueur d'onde	(m)
L_b	Longueur de la houle au déferlement	(m)
L_0	Longueur d'onde de la houle au large	(m)
N	Densité d'action de la vague.	(-)
N_θ	Nombre discret des directions	(-)
N_σ	Nombre discret des fréquences.	(-)
P_{atm}	Pression atmosphérique	(Kg.m ⁻¹ .s ⁻³)
$P(H)$	Probabilité cumulative de H	(-)
P_{houle}	Puissance de la houle	(N.s ⁻¹)
Q	Facteur adimensionnel	(-)
Q_b	Fraction des vagues	(s)
Re_w	Nombre de Reynolds de la houle	(-)
Re_*	Nombre de Reynolds particulière	(-)
S	Terme de source d'énergie	(N.m ⁻¹)
S_{in}	Fonction de génération de l'énergie par le vent	(N.m ⁻¹)
S_{nl}	Fonction de transfert de l'énergie des vagues non linéaire	(N.m ⁻¹)
S_{ds}	Fonction de dissipation de l'énergie de vague	(N.m ⁻¹)
S_{bot}	Fonction de dissipation due au frottement de fond	(N.m ⁻¹)
S_{surf}	Fonction de dissipation due au déferlement	(N.m ⁻¹)

T_d	Période d'une vague déterminée par méthode temporelle par passage par 0 par valeurs décroissantes	(s)
T_{diss}	Période de dissipation	(s)
T_{moy}	Période moyenne des vagues	(s)
T_s	Période significative des vagues	(s)
T_u	Période d'une vague déterminée par méthode temporelle par passage par 0 par valeurs croissantes	(s)
$T_{1/3}$	Période moyenne du tiers supérieur en hauteur des vagues	(s)
U	Vitesse de courant	($m.s^{-1}$)
$U_{f,c}$	Vitesse de courant relative à la vitesse de cisaillement	($m.s^{-1}$)
$U_{f,wc}$	Vitesse de cisaillement sous les vagues et le courant combiné	($m.s^{-1}$)
U_{rs}	Nombre d'Ursell	(-)
U_w	Vitesse orbitale des oscillations de la houle	($m.s^{-1}$)
\bar{U}	Vitesse moyenne	($m.s^{-1}$)
U'_f	Vitesse instantanée de cisaillement	($m.s^{-1}$)
U_{10}	Vitesse de vent à 10 m au-dessus du niveau moyen de la mer	($m.s^{-1}$)
$U_{19,5}$	Vitesse du vent à une hauteur de 19,5m au-dessus du niveau moyen de la mer	($m.s^{-1}$)
V	Vitesse du vent	($m.s^{-1}$)
(V_x, V_y)	Vitesses du vent dans les directions x et y	($m.s^{-1}$)
V_*	Vitesse de frottement de vent	($m.s^{-1}$)
W	Vitesses verticaux des particules des fluides	($m.s^{-1}$)
W_e	Terme de dissipation d'énergie de vague par unité de volume	($N.m^{-3}$)
Z_f	Côte du fond	(m)
a	Amplitude de la houle	(m)
a'	Épaisseur de la sous-couche de charriage	(m)
c	Concentration de volume du sédiment en suspension	(-)
c_b	Concentration des sédiments	(-)
c_n	Vitesse de propagation normale à la face de cellule	($m.s^{-1}$)
d	Profondeur d'eau	(m)
d_b	Profondeur au point de déferlement	(m)
d_m	Profondeur moyenne de la vitesse du courant	(m)
d_0	Profondeur constante dans les équations Boussinesq	(m)
f	Fréquence	(s^{-1})
f'_g	Fraction de pas de temps	(-)
f_p	Fréquence pic du spectre	(s^{-1})
$f_v(V)$	Facteur de frottement de vent	(-)
f_w	Paramètre adimensionnée du frottement sous la houle	(-)

f_{wc}	Coefficient de frottement global	(-)
f_{σ}	Facteur donné	(-)
g	Constante gravitationnelle	($m.s^{-2}$)
h	Profondeur de l'eau ($\zeta - d$)	(m)
h_r	Hauteur d'entraînement des rides	(m)
k	Nombre d'onde	(m^{-1})
k_d	Coefficient de diffraction	(-)
k_s	Hauteur des aspérités, rugosité du lit	(m)
k_0	Nombre d'onde de référence	(-)
m_0	Moment d'ordre 0 du spectre de densité d'énergie	(m^2)
n	Porosité	(-)
p	Densité de flux dans la direction x	($m^2.s^{-1}$)
$p(H)$	Probabilité de H	(-)
q	Densité de flux dans la direction y	($m^2.s^{-1}$)
q_b	Taux de transport par charriage	($m^2.s^{-1}$)
$q_{b\beta}$	Contribution par effet de pente des flux sédimentaires par charriage	($m.s^{-1}$)
q_s	Taux de transport en suspension	($m^2.s^{-1}$)
$q_{s\beta}$	Contribution par effet de pente des flux sédimentaires par suspension	($m.s^{-1}$)
q_{sl}	Transport des sédiments utilisé pour la modélisation de profil	($m^2.s^{-1}$)
q_t	Taux de transport total	($m^2.s^{-1}$)
s	Rapport de la masse volumique du sédiment sur elle de l'eau	(-)
u	Vitesse suivant x	($m.s^{-1}$)
u'	Vitesse de l'écoulement combinée des courants et vagues	($m.s^{-1}$)
u_b	Vitesse horizontale au fond dans les équations de Boussinesq	($m.s^{-1}$)
u_{cr}	Vitesse critique d'entraînement	($m.s^{-1}$)
u_w	Vitesse orbitale instantanée de la houle près du fond	($m.s^{-1}$)
u_*	Vitesse de frottement	($m.s^{-1}$)
u_{*cw}	Vitesse de frottement en houle et courant.	($m.s^{-1}$)
v	Vitesse suivant y	($m.s^{-1}$)
w	Vitesse suivant z	($m.s^{-1}$)
w_s	Vitesse de chute des particules	($m.s^{-1}$)

Symboles

α	Angle entre le courant moyen et la direction de la houle	(-)
α_*	Coefficient de pondération	(-)
β	Angle de fond de la plage par rapport à l'horizontal	(-)
β_0	Coefficient de frottement dynamique.	(-)
γ	Hauteur relative	(-)
γ_*	Coefficient de forme de vague	(-)
γ_1	Coefficient de contrôle la pente de vague	(-)

γ_2	Coefficient de contrôle le rapport hauteur- profondeur	(-)
δ	Epaisseur de la couche limite	(mm)
ε	Cambrure de la houle	(-)
ε_a	Coefficient de diffusion du sédiment en suspension	(-)
ε_b	Facteur d'efficacité du transport sédimentaire par charriage	(-)
ε_{\max}	Cambrure maximale	(-)
ε_s	Facteur d'efficacité du transport sédimentaire par suspension	(-)
ε_0	Cambrure de la houle en eau profonde	(-)
ζ	Surface d'élévation	(m)
η	Hauteur d'élévation du plan d'eau	(m)
θ	Direction de la houle.	(-)
θ_{cr}	Paramètre de Shields critique	(-)
$\theta_{cr\beta}$	Contrainte de cisaillement critique $\theta_{cr\beta}$ sur un fond de pente β	(-)
θ_{cw}	Paramètre de Shields moyen dû maximum dû à l'interaction houle courant	(-)
θ_m	Direction moyenne	(-)
θ_p	Paramètre de Shields lié au frottement de peau,	(-)
θ_{sh}	Paramètre de Shields	(m)
θ_w	Critère de Shields sous l'action de la houle	(-)
θ'	Nombre sans dimension	(-)
κ	Constante de Von Karman	(-)
λ	Coefficient linéaire de concentration des sédiments	(-)
μ	Coefficient de correction entre le frottement de peau et le frottement total	(-)
μ_*	Facteur l'entraînement	(-)
μ_0	Profondeur relative, terme indicateur des effets dispersifs	(-)
ν	Viscosité cinématique	(m ² .s ⁻¹)
ν_{bl}	Viscosité turbulente à cause du courant moyenne	(m ² .s ⁻¹)
ν_{br}	Viscosité turbulente en raison de déferlement des vagues.	(m ² .s ⁻¹)
ν_c	Viscosité turbulente dans la couche limite du fond	(m ² .s ⁻¹)
ν_t	Viscosité turbulence	(m ² .s ⁻¹)
ρ	Masse volumique de l'eau	(Kg.m ⁻³)
ρ_s	Masse volumique de sédiment	(Kg.m ⁻³)
ρ'	Masse spécifique relative du sédiment	(-)
σ	Fonction de la fréquence relative	(s ⁻¹)
σ_g	Paramètre de trie spatial (<i>grading</i>)	(-)
σ_{\min}	Fréquence angulaire discrète minimum	(s ⁻¹)
τ_c	Cisaillement généré par le courant	(N.m ⁻²)
τ_{cw}	Intensité de la contrainte combinée houle+courant	(N.m ⁻²)
τ_{\max}	Contrainte maximum	(N.m ⁻²)

τ_w	Contrainte de frottement maximale exercé par la houle seule	(N.m ⁻²)
$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$	Composantes de contrainte de radiation (<i>shear stress</i>)	(N.m ⁻²)
τ'	Contrainte de peau	(N.m ⁻²)
τ_0	Contrainte de frottement exercé par l'écoulement sur le fond	(N.m ⁻²)
φ	Angle de frottement de sédiment	(-)
χ	Contrainte adimensionnelle en courant seul	(-)
Ψ	Fonction du courant	(m ² .s ⁻¹)
Ψ_1	Direction de l'écoulement	(-)
ω	Pulsation de la houle	(Rad.s ⁻¹)
Φ	Taux de transport adimensionnel	(-)
Φ_b	Taux de transport adimensionnel par charriage	(-)
Φ_s	Taux de transport adimensionnel par suspension	(-)
ϕ	Potentiel de vitesse	(m ² .s ⁻¹)
Ω	Variable d'intégration	(-)
$\Omega_{p,q}$	Paramètre de Coriolis	(s ⁻¹)

INTRODUCTION GENERALE

Durant ces dernières années, beaucoup de progrès ont été réalisés pour la modélisation numérique des phénomènes côtiers. Il subsiste toutefois quelques difficultés dans les modèles existants pour relier d'une part, l'hydrodynamique de la houle et des courants et d'autre part, le processus de transport sédimentaire en raison de la variabilité en temps et espace, de l'interaction de : houle-courant, déferlement, swash, bathymétrie du fond.....etc.).

A ce propos, il est primordial de prévoir l'évolution du transit sédimentaire notamment de la détection des zones d'érosion et de dépôt au niveau du rivage. Il est bien évident, que certaines modifications des zones côtières sont liées à l'action anthropique, telles que la réalisation des aménagements hydrotechniques sans tenir compte du régime marin et des interactions avec les différents facteurs énumérés précédemment.

Le présent travail consiste à établir des prévisions du transit sédimentaire à partir de scénario d'aménagement d'un ouvrage portuaire sur la base d'une modélisation numérique par un modèle hydro-sédimentaire. Il s'agit du port de Khemisti, situé dans la commune de Bou-Ismaïl wilaya de Tipaza, en vue d'extension de l'abri de pêche. Dans ce contexte, une étude en mode bidimensionnel a été établie moyennant par codes de calcul MIKE 21 et LITPACK du progiciel développé par *Danish Hydraulic Institute* (DHI-software).

Dans cette optique nous avons cerné cette étude en cinq chapitres :

Le premier chapitre présente un état des connaissances sur l'hydrodynamique de la houle au large et rivage, en mettant en exergue les paramètres fondamentaux caractérisant les différents modes et types de houles et leurs transformations produites près du rivage (zone du shoaling).

Le deuxième chapitre, renferme une synthèse bibliographique sur le transit sédimentaire en milieu côtier. Dans cette partie, il est question de donner des informations et préceptes sur l'évaluation des différentes modes de transport sédimentaire en présence de la houle, des courants, et de l'action simultanée houle-courant.

Le troisième chapitre, aborde de façon exhaustive les approches méthodologiques de modélisation et de calcul concernant chaque code de calcul que constitue le module MIKE 21 : le code de calcul spectrale des vagues (SW), le code de transformation de la houle et de son interaction avec le courant près du rivage, c'est-à-dire en eau peu profonde dénommé *Parabolic Mild Slope* (PMS), le code hydrodynamique houle-courants (HD) ainsi

Introduction Générale

que les codes de transport sédimentaire des matériaux non cohésifs ST , LITPACK (LITPROF), ce dernier est utilisé pour l'évaluation et l'étude de l'évolution du profil d'équilibre d'une plage à la suite d'une génération d'une série de tempêtes de houles (vagues).

Le quatrième chapitre, est consacré aux principes de modélisation hydro-sédimentaire dans un milieu côtier, ainsi que l'ensemble des techniques de modélisation numérique utilisées dans les codes de calcul du progiciel DHI.

Le dernier chapitre, consiste en une application des codes de calcul énumérés précédemment sur le site d'un projet d'aménagement de l'abri de pêche du port de pêche de Khemisti située au niveau de la wilaya de Tipaza. Dans ce volet, nous avons examiné par une modélisation numérique de l'état initial du site, en suite sur la base d'études d'alternatives de variantes d'extension du site en port de pêche par un examen du processus Hydro-Sédimentaire.

A la lumière de cette étude, nous avons dégagé une variante optimale techniquement et économiquement, celle-ci permettra d'assurer l'équilibre du transit sédimentaire au voisinage de l'aménagement hydraulique. Ainsi qu'un développement durable de l'écosystème local.

CHAPITRE I**ETAT DE CONNAISSANCES SUR L'HYDRODYNAMIQUE
DE LA HOULE****I.1 Introduction**

Les ondes progressives correspondent à un phénomène de propagation d'une perturbation depuis un endroit d'un milieu matériel jusqu'à un autre, qui n'engendre pas de « mouvement global » du milieu lui-même. Cette propagation d'une perturbation se traduit par un transport d'énergie, à une vitesse (vitesse de groupe) qui n'est pas forcément identique à celle de la perturbation (vitesse de phase).

Concernant les ondes se propageant à l'interface eau/atmosphère (appelées ondes de surface), les forces de rappel (qui s'opposent à la perturbation) sont essentiellement les effets de tension superficielle pour les très faibles longueurs d'ondes (ondes capillaires), et les forces de pression ainsi que la gravité pour les grandes longueurs d'ondes (ondes de gravité). Les tailles caractéristiques des ondes de gravité s'étendent de quelques décimètres à plusieurs kilomètres. [Sénéchal, 2003]

I.2 Hydrodynamique de la houle**I.2.1 Définition des paramètres de la vague**

On appelle houle l'ensemble de vagues qui se propagent de façon sensiblement uniforme vers le rivage (Figure 1.1). La houle est un mouvement oscillatoire des couches superficielles de l'eau dû au frottement du vent sur la surface. Plus le vent est fort et plus la distance de frottement sur l'eau est grande, plus la houle est forte, c'est ce que l'on appelle le Fetch. [Bonnefille, 1992]

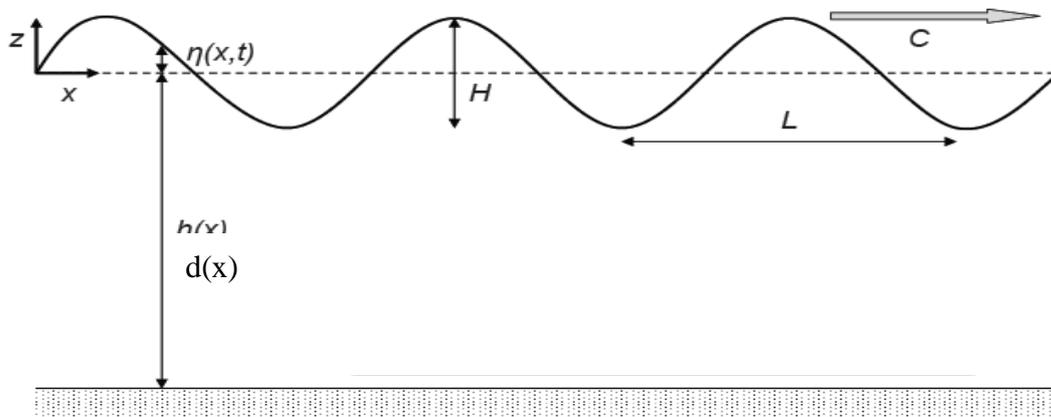


Figure 1.1 : Grandeurs caractéristiques de la houle

- H : la hauteur de houle (dénivellation maximale entre une crête et un creux successifs),
- L : la longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successives)
- T : la période d'oscillation de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe),
- C : la célérité (la vitesse moyenne de propagation des crêtes, i.e. L/T)
- d : la profondeur (la profondeur au repos)
- $\eta(x, z, t) = \eta(x, t)$ l'élévation de la surface libre par rapport au niveau de l'eau au repos,
- ε : la cambrure (le rapport entre la hauteur de la houle et la longueur d'onde, i.e. H/L)
- γ : la hauteur relative (le rapport entre la hauteur de la houle et la profondeur, i.e. H/d)
- μ_0 : la profondeur relative (le rapport entre la profondeur et longueur d'onde i.e. d/L)
- ω : la pulsation de la houle (, i.e. $2\pi/T$)
- k : nombre d'onde (, i.e. $2\pi/L$)

Les deux paramètres adimensionnels : la cambrure et la hauteur relative sont les plus significatifs en eau profonde. Ils indiquent la faiblesse des effets des non linéaires et de la dispersion.

La manière de juger la prédominance, ou non, des non linéarité, est introduite par Ursell [Ursell, 1953]:

$$U_{rs} = \frac{\gamma}{\mu_0^2} = \frac{HL^2}{d^3} \quad (1.1)$$

Le nombre d'Ursell, est également utilisé pour déterminer les domaines d'application de tel ou tel modèle de houle.

I.2.2 Etude d'une onde régulière et progressive

I.2.2.1 Mise en équation

Pour un fluide incompressible, homogène, l'équation de la conservation de la masse s'écrit :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1.2)$$

La théorie de fonction de courant Ψ (fonction orthogonale à la fonction de potentielle ϕ) peut faciliter les calculs. Ci-après, on donne les principaux corollaires de cette théorie.

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (1.3)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (1.4)$$

La théorie potentiel revendique que l'équation de *Laplace* doit être satisfaite :

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (1.5)$$

Au moyen des équations (1.3), et (1.4), l'équation précédente (1.5) devient:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0 \quad (1.6)$$

- Hypothèse d'irrotationnalité :

Le mouvement étant considéré potentiel (irrotationnel), donc la vitesse dérive d'un potentiel :

$$\overline{\text{rot}}(\vec{u}) = \vec{0} \Rightarrow \vec{u} = \overline{\text{grad}}(\phi) \quad (1.7)$$

Les équations s'écrivent alors,

Equation de continuité :

$$\nabla^2 \phi = 0 \quad (1.8)$$

Equation de quantité de mouvement :

$$\overline{\text{grad}}\left(\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(\overline{\text{grad}}\phi)^2 + \frac{p}{\rho} + gz\right) = 0 \quad (1.9)$$

I.2.2.2 Conditions aux limites

- *Condition cinématique à la surface libre :*

Une particule qui se trouve initialement à la surface libre y reste toujours. En fait, la vitesse du fluide en $z = \eta$ est égale à la vitesse de la surface libre :

$$\frac{d\eta}{dt} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + u \frac{\partial \eta}{\partial x} \cong w = \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (1.10)$$

D'où :

$$\left(\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \phi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{\partial \phi}{\partial t}\right)_{z=\eta} = 0 \quad (1.11)$$

- *Condition dynamique à la surface libre :*

La pression sur la surface libre n'est que la pression atmosphérique p_{atm} . En substituant p par p_{atm} dans l'équation du mouvement (1.9)

$$\left(\frac{\partial\phi}{\partial t} + \frac{1}{2}\left(\left(\frac{\partial\phi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial\phi}{\partial z}\right)^2\right) + g\eta\right)_{z=\eta} = 0 \quad (1.12)$$

- *Relation à la surface libre :*

Cette relation dérive des deux relations précédentes :

$$\left(\frac{\partial^2\phi}{\partial t^2} + g\frac{\partial\phi}{\partial z}\right)_{z=\eta} = \left| -\frac{\partial}{\partial t}\left(\left(\frac{\partial\phi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial\phi}{\partial z}\right)^2\right) + g\frac{\partial\phi}{\partial x}\frac{\partial\eta}{\partial x} \right|_{z=\eta} \quad (1.13)$$

- *Condition sur le fond :*

Le fond étant imperméable, la composante verticale de la vitesse doit être nulle sur le fond:

$$\left(\frac{\partial\phi}{\partial z}\right)_{z=-d} = 0 \quad (1.14)$$

I.3 Théorie des vagues linéaires

I.3.1 Modèle d'Airy 1945

La théorie des vagues linéaires ou théorie des vagues de petite amplitude. Cette théorie, développée par Airy est facile à appliquer et donne une approximation raisonnable des caractéristiques de vague pour une vaste gamme de paramètres de vague. Une description théorique plus complète de vagues peut être obtenue comme la somme de beaucoup d'approximations successives, où chaque terme supplémentaire dans la série est une correction aux termes précédents.

Pour quelques situations, les vagues sont mieux décrites selon les théories basées sur des équations d'ordre plus élevé, qui sont d'habitude mentionnées comme des théories de vague d'amplitude finie [Mei, 1991], [Dean et Dalrymple, 1991]. Bien qu'il y ait des limitations à son applicabilité, la théorie linéaire peut toujours être utile les suppositions faites dans le développement de cette théorie simple ne sont pas extrêmement violé.

Les hypothèses formulées dans le développement de la théorie des ondes linéaires sont:

- Liquide homogène et incompressible, donc la masse volumique ρ est une constante.
- Tension de surface peut être négligée
- Force de Coriolis due à la rotation de la Terre peut être négligée.
- Pression à la surface libre uniforme et constante.

- Fluide idéal ou non visqueux.
- Vague particulière considérée n'interagissant pas avec les mouvements d'eau. L'écoulement est irrotationnel de sorte que les particules d'eau n'aient pas de rotation forcée.
- Le lit est un axe horizontal, fixe à frontière imperméable, ce qui implique que la vitesse verticale au lit est nulle.
- L'amplitude de l'onde est petite et la forme d'onde est invariant dans le temps et l'espace.
- Le mouvement est bidimensionnel (l'onde se déplace dans une seule direction)

Le modèle proposé est une solution approchée au système décrit dans le paragraphe suscité. Cette solution est valide dans l'hypothèse de linéarité :

- L'amplitude doit être très inférieure à la longueur d'onde ($H \ll L$)
- L'amplitude doit être très inférieure à la profondeur ($H \ll d$)

En conséquence, la solution d'Airy est valable pour des ondes infinitésimales [Mihoubi, 2008] :

- $-d \leq z \leq \eta$
- $-\infty < x < +\infty$

I.3.1.1 Expression du potentiel des vitesses

Compte tenant des équations, ci-dessus, Le potentiel des vitesses se traduit par la fonction harmonique, périodique dans le temps et l'espace :

$$\phi(x, z, t) = a \frac{\operatorname{ch}[k(z+d)]}{\operatorname{ch}(kd)} \cos(kx - \omega t) \quad (1.15)$$

I.3.1.2 Profil de l'onde

Par la condition dynamique à la surface libre, l'expression de η est obtenue :

$$\eta = -\frac{1}{g} \left(\frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{z=0} \Rightarrow \eta = -a\omega \sin(kx - \omega t) \quad (1.16)$$

En général, le profil de l'onde est donné comme suit:

$$\eta = -\frac{H}{2} \sin(kx - \omega t) \quad (1.17)$$

Par conséquent, la fonction potentielle devient :

$$\phi(x, z, t) = \frac{Hg}{2\omega} \frac{\text{ch}[k(z+d)]}{\text{ch}(kd)} \cos(kx - \omega t) \quad (1.18)$$

I.3.1.3 Célérité de l'onde

La célérité de l'onde est donnée par :

$$C = \frac{dx}{dt} = \frac{\omega}{k} = \frac{L}{T} \quad (1.19)$$

Compte tenu de la relation de dispersion:

$$C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} \text{th}(kd) \quad (1.20)$$

- *En eaux profondes :*

Si la condition $d/L > 1/2$ est vérifiée, on aura l'approximation (1.21), dont la vitesse de phase ne dépend plus de la profondeur d :

$$\text{th}(kd) \cong 1 \Rightarrow C = C_0 = \frac{gT}{2\pi} \quad (1.21)$$

- *En eaux intermédiaires : $1/20 < d/L < 1/2$*

On a la relation de dispersion (Equation 1.21). La vitesse de phase diminue avec la remontée des fonds.

- *En eaux peu profondes : $d/L < 1/20$*

La simplification est la suivante:

$$\text{th}(kd) \cong kd \Rightarrow C = \sqrt{gd} \quad (1.22)$$

I.3.1.4 Expression de la vitesse

$$\vec{u} = \overline{\text{grad}(\phi)} \Rightarrow u = \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad \text{et} \quad w = \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (1.23)$$

En introduisant l'expression du potentiel ϕ , on trouve :

$$u = -\frac{H g k}{2 \omega} \frac{\text{ch}[k(z+d)]}{\text{ch}(kd)} \sin(kx - \omega t) \quad (1.24)$$

$$w = -\frac{H g k}{2 \omega} \frac{\text{sh}[k(z+d)]}{\text{ch}(kd)} \cos(kx - \omega t) \quad (1.25)$$

I.3.1.5 Trajectoire des particules

Les Particules d'eau se déplacent généralement dans des voies elliptiques dans une faible profondeur ou de transition et un trajet circulaire dans l'eau profonde (Figure 1.2).

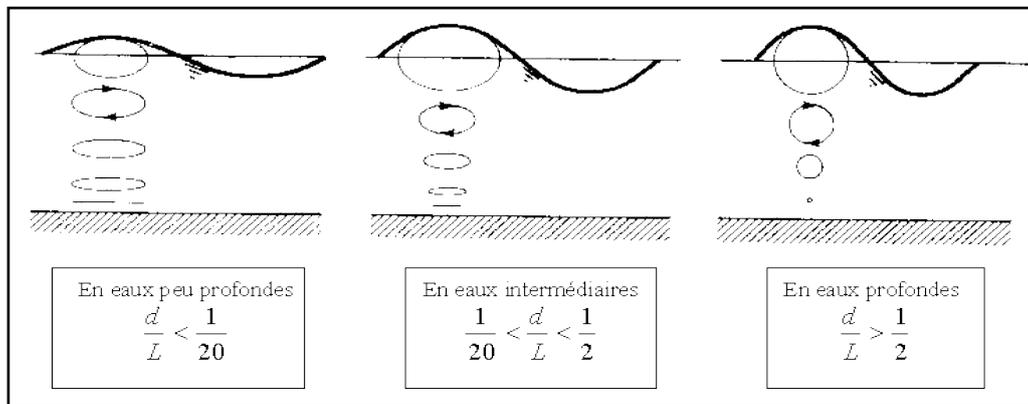


Figure 1.2: Trajectoire des particules selon Airy en fonction de la profondeur, d'après [Ippen, 1966]

I.3.1.6 Energie de la houle

L'énergie totale d'onde par unité de largeur de la crête, E , est donnée par :

$$E_t = E_c + E_p = \left\langle \int_{-d}^{\eta} \frac{1}{2} \rho (|u|^2 + w^2) \right\rangle + \left\langle \int_0^{\eta} \rho g z dz \right\rangle = \rho g H^2 L / 8 \quad (1.26)$$

I.3.1.7 Vitesse de groupe

La vitesse de groupe, C_g correspond à la vitesse de propagation des groupes des vagues ainsi que du flux d'énergie des vagues. Elle est fonction de la célérité des vagues C :

$$C_g = nC \quad (1.27)$$

et

$$n = \left[1 + \frac{\left(\frac{4\pi d}{L}\right)}{\left(\frac{\sin 4\pi d}{L}\right)} \right] \quad (1.28)$$

I.3.1.8 Puissance de la houle

La puissance moyenne transmise par unité de largeur de la crête, P_{houle} , est donnée par:

$$P_{\text{houle}} = C_g \rho g H^2 / 8 \quad (1.29)$$

I.4 Modèles de houle non-linéaire

I.4.1 Modèle de Stokes (1847)

Le modèle de Stokes, prend en compte les termes non linéaires. La méthode des perturbations, permet de développer les différentes variables en série de puissance. Dans le cas particulier où le développement s'arrête à l'ordre 1. On retrouve la théorie développée par Airy. A partir de cette théorie, il existe des développements à des ordres plus élevés, où le paramètre cambrure étant considéré comme terme de perturbation. Nous retiendrons, dans ce cas l'approche d'Isobe et Kraus [Isobe et Kraus, 1983] pour leur modèle de houle du 3^{ème} ordre, repris par la suite par Cialone et Kraus [Cialone et Kraus, 1987].

Les ondes considérées ici sont dites ondes à amplitude finie, caractérisées par:

- Une amplitude inférieure à la longueur d'onde ($H < L$)
- Une amplitude inférieure à la profondeur ($H < d$)

Le mouvement étant supposé irrotationnel et plan, il est régi par les équations et les conditions aux limites précédentes.

L'application de la méthode des perturbations, en utilisant le paramètre ε sera comme :

$$\phi = \varepsilon \phi_1 + \varepsilon^2 \phi_2 + \varepsilon^3 \phi_3 + \dots + \varepsilon^n \phi_n + \dots \quad (1.30)$$

$$\eta = \varepsilon \eta_1 + \varepsilon^2 \eta_2 + \varepsilon^3 \eta_3 + \dots + \varepsilon^n \eta_n + \dots \quad (1.31)$$

$\varepsilon \ll 1$ (condition nécessaire pour que la série converge). Stokes propose la cambrure de l'onde: $\varepsilon = H/L$.

On a donc:

$$\phi = \frac{H}{L} \phi_1 + \left(\frac{H}{L}\right)^2 \phi_2 + \left(\frac{H}{L}\right)^3 \phi_3 + \left(\frac{H}{L}\right)^n \phi_n + \dots \quad (1.32)$$

En introduisant les expressions de ϕ et η , développées en fonction de ε , dans les équations, on obtient la solution globale, somme de toutes les solutions, chacune correspondant à une perturbation d'ordre donné. Il est possible de séparer les contributions de chaque perturbation. En effet, si on considère l'équation générale suivante:

$$\varepsilon A_1 + \varepsilon^2 A_2 + \varepsilon^3 A_3 + \dots = \varepsilon B_1 + \varepsilon^2 B_2 + \varepsilon^3 B_3 + \dots \quad (1.33)$$

La contribution à une perturbation du premier ordre vérifie l'équation: $A_1 = B_1$

La contribution à une perturbation du deuxième ordre vérifie l'équation: $A_2 = B_2$

Cette procédure va servir par la suite à résoudre les équations à différents ordres de perturbations. Cependant, il existe d'autres méthodes et équations qui répondent à ce système notamment celle de Boussinesq. Suivant les paramètres caractéristiques de la houle, il existe plusieurs modèles dans la théorie de la houle régulière pour différents domaines de validité.

1.4.2 Modèle Boussinesq 1872

Le domaine d'application de ces équations correspond à des nombres d'Ursell de l'ordre de l'unité, c'est-à-dire des domaines où les effets dispersifs et les effets non linéaires sont du même ordre de grandeur, mais il faut également que les deux paramètres soient très petits. Les équations de Boussinesq servent à éliminer les coordonnées verticales des équations de base tout en tenant compte de l'influence de l'accélération verticale. Il existe plusieurs formes d'équations Boussinesq selon les méthodes utilisées par [Peregine, 1967], [Peregine, 1971]. [Dingemans, 1997] donne une synthèse complète de ces différentes méthodes.

Les équations de Boussinesq de base, s'appliquent pour un fond plat de profondeur constante h_0 et pour en faciliter la présentation, nous nous limiterons au cas d'une vague se propageant selon l'axe des x en négligeant les effets le long de l'axe y .

On peut montrer que l'on trouve le système d'équations suivantes:

$$\frac{\partial u_b}{\partial t} + u_b \frac{\partial u_b}{\partial x} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} = \frac{1}{3} d_0^2 \frac{\partial^3 u_b}{\partial x^2 \partial t} \quad (1.34)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} [(d_0 + \eta) u_b] = \frac{1}{6} d_0^3 \frac{\partial^3 u_b}{\partial x^3} \quad (1.35)$$

Où u_p dénote la vitesse horizontale du fond.

La relation de dispersion est exprimée par :

$$C = \sqrt{gd_0 \left(1 - \frac{1}{3} k^2 d_0^2\right)} \quad (1.36)$$

I.4.3 Domaine d'application des houles régulières

Le Mehaute (1969), propose que la comparaison entre les modèles de houles théoriques puisse être effectuée toujours en faveur des modèles théoriques de faible ordre (figure 1.3).

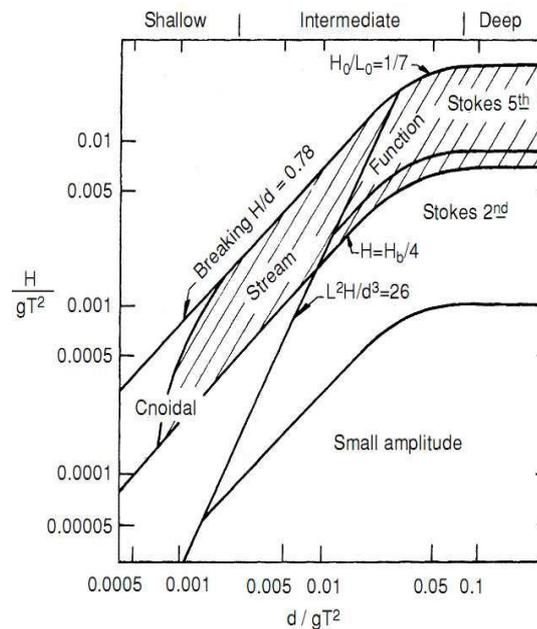


Figure 1.3: Domaines d'application des houles régulières recommandés

d'après [Le Mehaute, 1969]

I.5 Transformation de la houle non linéaire

I.5.1 Description du phénomène

Les phénomènes non linéaires de la houle se traduisent généralement en zone littoral par une déformation du profil à l'approche de la zone de déferlement ou de surf. Les premiers travaux de recherche sur le déferlement sont ceux de Miche [Miche, 1944] et Munk [Munk, 1949]. Cependant, l'étude de [Svendsen *et al*, 1978] a apporté une description plus détaillée de la zone de déferlement, en subdivisant cette zone essentiellement en trois parties (figure 1.4) :

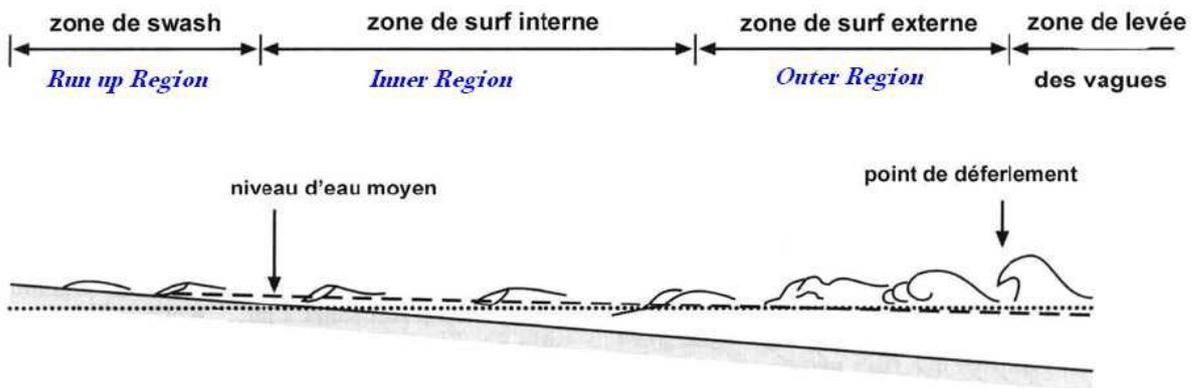


Figure 1.4: Description de la zone de déferlement de Svendsen ; Modifiée [Mihoubi, 2008]

- Zone de surf et de déferlement externe (*Outer Region*) : c'est la zone de transition, caractérisée par diminution de la hauteur de vague, accompagnée d'une forte perte d'énergie avec une formation d'un rouleau de déferlement.
- Zone de surf et de déferlement interne (*Inner Region*) : caractérisée par un profil des vagues et un rouleau de déferlement stables, donnant l'impression que l'on est en présence d'un train d'ondes de mascarets (*Periodic bores*) se propageant jusqu'à l'apparition du jet de rive.
- Zone de swash (*Run-up region*) : zone de terminaison d'une succession de processus énergétiques affectant le milieu côtier et ayant un rôle prépondérant dans le transport des sédiments. Une fois que la houle a atteint la zone de surf, la houle va progressivement évoluer en un profil en dents de scie [Senechal *et al*, 2001]. On peut dire, autrement que le déferlement se produit quand la cambrure atteint une valeur limite, la houle entre dans une phase d'instabilité et déferle.

I.5.2 Déferlement de la houle

I.5.2.1 Définition

Le déferlement survient lorsque la houle arrive près de la côte (phénomène de réfraction). En effet, lorsque la houle se rapproche du rivage, sa célérité ne dépend que de la profondeur locale et diminue avec cette dernière. La longueur d'onde de la houle, étant liée à la célérité, diminue ainsi avec la profondeur locale. Par conséquent, les lignes de crêtes ont tendance à se resserrer près de la côte. Ainsi, la densité d'énergie par unité de surface augmente (par conservation de l'énergie), ce qui entraîne l'augmentation de la hauteur de la vague. La hauteur augmente jusqu'à une certaine limite. En effet, lorsque la hauteur atteint 0.78 fois la profondeur, la vague devient instable et déferle [Bonnefille, 1992]

I.5.2.2 Conditions du déferlement

Il existe de nombreux critères de déferlement basés sur la valeur de la cambrure de la houle (H/L) ou sur le rapport de la hauteur de la houle par rapport à la profondeur au point de déferlement (H_b/d_b).

- Critère de Michel (1893)

Pour des houles monochromatiques en eau profonde, il propose la relation :

$$\varepsilon_0 = \frac{H_0}{L_0} \leq 0,142 \quad (1.37)$$

- Critère de Miche (1944)

En eau peu profonde, il considère que la cambrure maximale de la houle dépend de la profondeur relative :

$$\varepsilon_{\max} = \frac{H_b}{L_b} = 0,142 \operatorname{th} \left(2\pi \frac{d_b}{L_b} \right) \quad (1.38)$$

Les résultats des travaux de Yamada et Shiotani montrent une surestimation générale de la cambrure dont l'erreur quadratique est de l'ordre de 9,7 %. Dans ses travaux, [**Ostendorf et Madsen**, 1979], a proposé des formulations de la cambrure maximale faisant intervenir la profondeur relative et la pente de la plage, qui s'écrivent comme suit :

$$\text{Si } \operatorname{tg}\beta < 0.1 \quad : \quad \varepsilon_{\max} = \frac{H_b}{L_b} = 0,142 \operatorname{th} \left[(0,8 + 5 \tan(\beta)) 2\pi \frac{d_b}{L_b} \right] \quad (1.39)$$

$$\text{Si } \operatorname{tg}\beta < 0.1 \quad : \quad \varepsilon_{\max} = \frac{H_b}{L_b} = 0,142 \operatorname{th} \left[2,6\pi \frac{d_b}{L_b} \right] \quad (1.40)$$

$\tan \beta$: Pente de la plage

Suite à de nombreux travaux expérimentaux au laboratoire, [**Sunamura**, 1983] a proposé un critère empirique qui concorde avec les formules précédentes, surtout pour des profondeurs intermédiaires.

$$\varepsilon_{\max} = \frac{H_b}{L_b} = 1,09(\tan(\beta))^{0,19} \left(\frac{d_b}{L_0} \right)^{-0,1} \quad (1.41)$$

Pour une vague solitaire se propageant sur une pente linéaire l'indice de déferlement selon

[Mc Cowan, 1894] est :

$$I_b = \frac{H_b}{d_b} \cong 0,78 \quad (1.42)$$

I.5.3 Réfraction de la houle

I.5.3.1 Définition

C'est la décroissance à période constante, de la célérité avec la profondeur qui entraîne la variation de la direction locale des vagues et leur hauteur. La quantification de ces effets passe par la construction géométrique des crêtes des vagues et des lignes virtuelles orthogonales à ces crêtes. [Hamm, 2004]

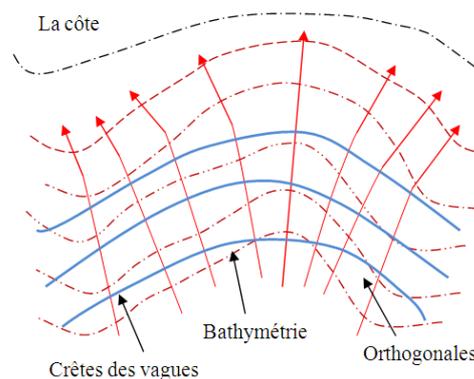


Figure 1.5: Réfraction de la houle d'après [Hamm, 2004]

I.5.4 Diffraction de la houle

On dit que la houle se diffracte lorsque plusieurs orthogonales aux crêtes passent par un même point tel que l'extrémité d'un cap ou d'une pointe, l'extrémité d'une jetée ou l'un des bords d'une passe. La longueur d'onde et la période ne sont pas modifiées par la diffraction. Ces théories élaborées s'appliquent à zones de profondeur constante et servent surtout à déterminer les houles résiduelles à l'intérieur des ports, et qui a priori concernent peu les houles sollicitant les ouvrages de défense de la côte [Larras, 1973] (figure 1.6).

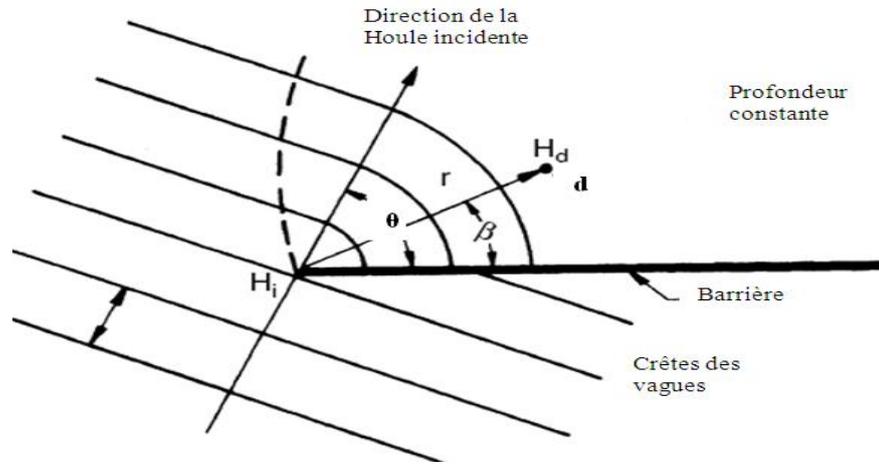


Figure 1.6: Diffraction de la houle dans une barrière d'après [Robert, 2006]

H_i est la hauteur de l'onde incidente à la fin de la barrière, et H_{dif} est l'amplitude d'onde diffractée à un point d , on définit le coefficient de diffraction $k_d = H_{dif} / H_i$, qui dépend de l'endroit derrière la barrière (r et β), et de la direction de l'onde incidente (θ).

I.6 Houle Irrégulière

I.6.1 Définition

Dans la partie précédente, les vagues sont supposées sinusoïdales avec une hauteur, période et direction constantes. Or, l'observation visuelle de la surface libre et les mesures indiquent que la surface libre est composée d'ondes dont les hauteurs, les périodes et la direction sont différentes (Figure 1.7). Ces caractéristiques ont pu être traitées en tant que quantités déterministes. Une fois que nous identifions la variabilité fondamentale de la surface libre, il est nécessaire de traiter statistiquement les caractéristiques de la houle. [Dean et Dalrymple, 2006].

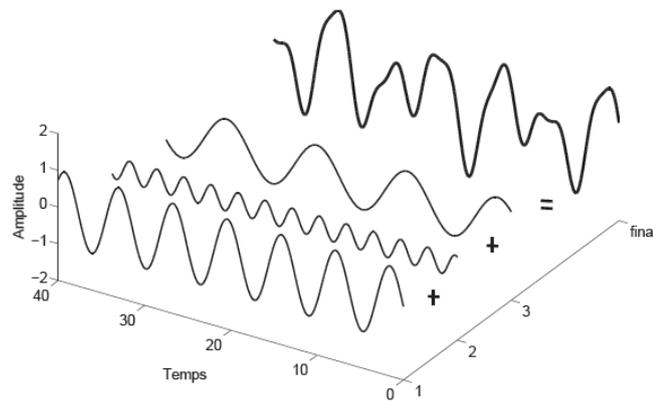


Figure 1.7 : Exemple de superposition de trois ondes sinusoïdales formant une onde irrégulière d'après [Grasso, 2009]

I.6.2 Méthodes d'analyse

Il existe essentiellement deux modes d'analyse des signaux temporels :

- L'analyse temporelle (représentation statistique des vagues): elle consiste en un comptage vague à vague, elle permet d'établir des distributions de hauteurs, de périodes, des distributions croisées de hauteur et période. Elle peut également s'exprimer sous forme condensée en définissant des hauteurs et périodes caractéristiques.
- L'analyse spectrale : elle consiste en une décomposition en série de Fourier du signal temporel. Comme l'analyse temporelle, on peut l'exprimer sous forme condensée en définissant des hauteurs et fréquences caractéristiques.

I.6.3 Analyse statistique temporelle

I.6.3.1 Principe

Cette méthode consiste à identifier individuellement chaque vague à partir du signal temporel $\eta(t)$. Pour cela on localise les points où le signal temporel passe par la moyenne $\bar{\eta}(t)$ (on s'arrange pour fixer cette moyenne à 0). Deux méthodes peuvent ensuite être utilisées (figure 1.8) [Iahr, 1986]

- La méthode « passage par 0 par valeurs croissantes » (« *up-crossing* ») : on définit une vague entre deux passages par 0 par valeurs croissantes. On adopte pour les caractéristiques (hauteur et période) du front, l'écriture suivante : H_u et T_u .

- La méthode « passage par 0 par valeurs décroissantes » (*down-crossing*) : on définit une vague entre deux passages par 0 par valeurs décroissantes. On adopte pour les caractéristiques (hauteur et période) du front, l'écriture suivante : H_d et T_d .

Les valeurs condensées généralement employées sont :

- La hauteur et la période moyennes respectivement notées H_{moy} et T_{moy} ,
- La hauteur quadratique moyenne (*Root mean square height*) notée H_{rms} et définie par :

$$H_{rms} = \left(\frac{1}{N} \sum H_i^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.43)$$

- la hauteur et la période $H_{1/3}$ ou H_s et $T_{1/3}$ ou T_s , définies comme étant la hauteur et la période moyennes du tiers supérieur en hauteur des vagues,
- hauteur moyenne du dixième supérieur en hauteur des vagues $H_{1/10}$,
- la hauteur maximale de l'enregistrement H_{max}

Toutes ces notations peuvent être complétées, par l'indice u ou d. Ces valeurs condensées ont été obtenues par le passage par 0 par valeurs croissantes ou décroissantes respectivement.

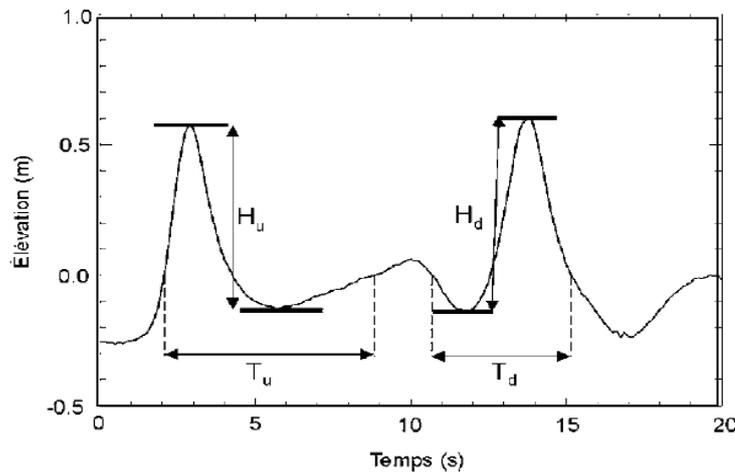


Figure 1.8 : Principe de l'analyse temporelle d'un signal temporel [Sénéchal, 2003]

I.6.3.2 Répartitions statistiques des hauteurs de houle en eau profonde

En eau profonde, l'élévation du niveau de l'eau suit généralement un processus gaussien et, de ce fait, les hauteurs individuelles de la houle suivent étroitement la distribution de Rayleigh. La distribution est intégralement définie par un paramètre unique, qui peut être soit la hauteur moyenne de la houle, H_{moy} , soit la hauteur quadratique moyenne de la houle, H_{rms} , ou la variance de l'élévation de la surface libre, m_0 .

La fonction de la densité de probabilité de Rayleigh [Longuet-Higgins, 1952] peut s'écrire de la façon suivante (Figure 1.9) :

$$p(H) = \frac{H}{4m_0} \exp\left(-\frac{H^2}{8m_0}\right) = \frac{\pi}{2} \frac{H}{H_{\text{moy}}^2} \exp\left(-\frac{\pi}{4} \left(\frac{H}{H_{\text{moy}}}\right)^2\right) = \frac{2H}{(H_{\text{rms}})^2} e^{-\left(\frac{H}{H_{\text{rms}}}\right)^2} \quad (1.44)$$

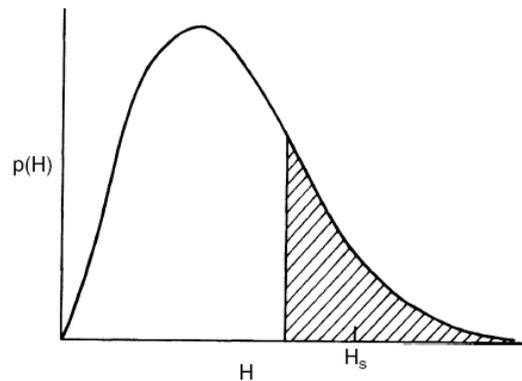


Figure 1.9 : Distribution typique de hauteur-fréquence de vague d'après [Robert, 2006]

Les relations déduites par Rayleigh sont les suivantes :

$$H_s = 1,416H_{\text{rms}} \quad (1.45)$$

$$H_s = 1,6H_{\text{moy}} \quad (1.46)$$

$$H_{1/10} = 1,27H_s \quad (1.47)$$

La distribution de probabilité cumulée $P(H)$ (i.e., le pourcentage des vagues ayant une hauteur supérieur ou égale à H ($P(H) \geq H$) :

$$P(H) = \int_0^H p(H)dH = 1 - \exp\left(-\frac{H^2}{8m_0}\right) = 1 - \exp\left(-\frac{\pi}{4}\left(\frac{H}{H_{\text{moy}}}\right)^2\right) = 1 - e^{-\left(\frac{H}{H_{\text{rms}}}\right)^2} \quad (1.48)$$

I.6.3.3 Répartitions statistiques des périodes de houle

Les répartitions des périodes de houle les plus proches de celles des mesures sont les répartitions statistiques de Bretschneider [**Bretschneider**, 1959].

La fonction de répartition de Bretschneider s'écrit:

$$P(T) = 2,7 \frac{T^3}{\bar{T}^4} e^{-\left(\frac{T}{\bar{T}}\right)^2} \quad (1.49)$$

$\bar{T}(T_{\text{moy}})$ est la période moyenne

I.6.4 Analyse spectacle

I.6.4.1 Principe de l'analyse spectrale

En règle générale, un champ de houle observé peut être décomposé en un certain nombre de composantes sinusoïdales individuelles, chacune avec sa propre hauteur, H , fréquence, f , et direction, θ . La densité spectrale unidirectionnelle de l'énergie de la houle (symbolisée par $E_{\eta\eta}(f)$) est la représentation de la distribution de l'énergie de la houle en fonction de la fréquence de la houle. Une distribution directionnelle peut être incluse par le biais d'un spectre directionnel bidimensionnel, $S_{\eta\eta}(f, \theta)$, et étant des variables indépendantes.

On obtient une estimation du spectre de densité de l'énergie de la houle à partir d'un enregistrement des fluctuations de l'élévation de la mer par des transformées de Fourier. [**Tucker et Pitt**, 2001], proposent une description de ces traitements mathématiques.

I.6.4.2 Fonctions spectrales des houles

Différents auteurs ont proposé des fonctions de spectres pour les houles. On verra les plus importantes [**Chakrabarti**, 1977]. Il s'est alors développé de nombreux modèles mathématiques de spectres de houle ont été développés parmi lesquels on peut citer:

- Spectres de la houle en eau profonde

Spectre de **Pierson-Moskowitz PM** [Pierson et Moskowitz, 1964]:

Le spectre **PM** correspond à une mer complètement formée en eau profonde. Dans sa forme d'origine (Equation 1.47), il a une queue, dans les hautes fréquences, proportionnelle à f^{-5} , et a été établi en fonction d'un paramètre unique, la vitesse du vent, $U_{19,5}$, à une hauteur de 19,5m au-dessus du niveau moyen de la mer.

$$E_{PM}^{original}(f) = \alpha_1 \frac{g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} \exp \left[-1,25 \left(\frac{f}{f_p} \right)^{-4} \right] \quad (1.50)$$

Où $\alpha_1 = 0,0081$, représente le niveau d'équilibre déterminé de manière empirique, appelé

constante de phillips ; $f_p = \frac{g v_{19,5}^{PM}}{U_{19,5}}$ et, $v_{19,5}^{PM} = 0,14$, la fréquence de pic d'équilibre

adimensionnelle.

Cette forme spectrale peut également être exprimée en fonction d'une hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre, $H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$, et d'une fréquence de pic, f_p , données ; la formulation correspondante (voire l'équation 1.48) est parfois appelée le spectre de [Bretschneider, 1959]

$$E_{PM}^B(f) = \frac{5}{16} H_{m0}^2 f_p^4 \exp \left[-\frac{5}{4} \left(\frac{f}{f_p} \right)^{-4} \right] \quad (1.51)$$

De la même manière, [Goda, 2000] a reformulé cette expression (voir l'équation 1.49) en fonction de la hauteur et de la période significatives de la houle, $H_{1/3}$ et $T_{1/3}$ respectivement :

$$E_{PM}^{Goda}(f) = 0,257 H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp \left[-1,03 (T_{1/3} f)^{-4} \right] \quad (1.52)$$

Comme cela a été énoncé ci-dessus, les travaux récents sont en faveur d'une loi de puissance f^{-4} dans les hautes fréquences du spectre et de l'utilisation d'une vitesse du vent, U_{10} , à 10 m au-dessus du niveau moyen de la mer comme donnée d'entrée. Par conséquent, il est

recommandé d'utiliser le spectre modifié de Pierson-Moskowitz pour les mers complètement formées sous la forme présentée à l'équation 1.50, d'après [Donelan *et al*, 1985] et [Alves *et al*, 2003]

$$E_{PM}^{actualisé}(f) = 0,00615 \frac{g^2}{(2\pi)^4 f_p} f^{-4} \exp\left[-\left(\frac{f}{f_p}\right)^4\right] \quad (1.53)$$

Spectre de JONSWAP (Joint North Sea WAve Projet): le spectre de JONSWAP (J) [Hasselmann, 1973] correspond à des états de mer à Fetch limité, c'est-à-dire à une mer en formation. Sa formation d'origine (voir l'équation 1.51) inclut un terme supplémentaire par rapport au spectre de PM d'origine (voire l'équation 1.47) et dépend également de la longueur du fetch, F. Son pic est plus pointu que celui du spectre de PM. Cette forme originelle du spectre de JONSWAP a une queue de hautes fréquences en f^{-5} .

$$E_J^{original}(f) = \frac{\alpha_2 g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{f}{f_p}\right)^4\right] \gamma_1^{\delta_1} \quad (1.54)$$

$$\alpha_2 = 0,076 \left(\frac{gF}{U_{10}^2}\right)^{-0,22}; \quad f_p = 3,5 \frac{g}{U_{10}} \left(\frac{gF}{U_{10}^2}\right)^{-0,33}$$

$$\delta_1 = \exp\left(-\frac{(f/f_p - 1)^2}{2\sigma_1^2}\right); \quad \sigma_1 = 0,07 \text{ si } f \leq f_p \text{ et } \sigma_1 = 0,09 \text{ si } f > f_p$$

γ_1 = Facteur d'élanement du pic qui varie entre 1 (dans ce cas le spectre de PM d'origine est rétabli) et 7, avec une valeur moyenne adimensionnelle de 3.3

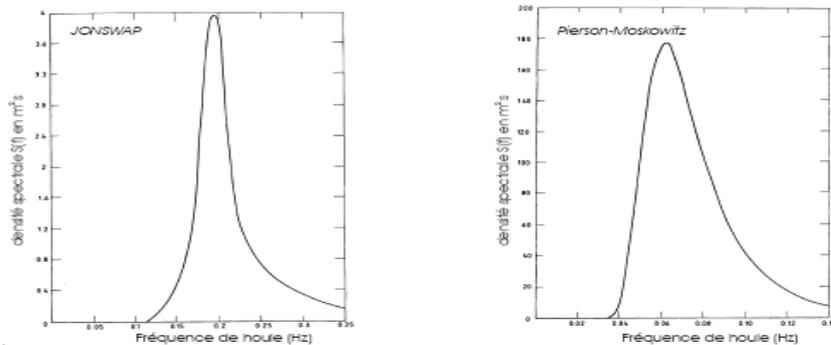


Figure 1.10: Spectre de Pierson-Moskowitz et de JONSWAP

- **Spectre de la houle en eau peu profonde**

Pour couvrir les effets à la fois des mers à fetch limité et de l'eau peu profonde, le spectre de **TMA** a été développé (il renvoie aux expériences de **Texel-Marsen Arsløe**) [**Hughes**, 1984], [**Bouws et al**, 1985]. Ce spectre est constitué de facteurs qui proviennent des spectres de Pierson-Moskowitz et de JONSWAP. Le facteur $F(\omega_d)$ a en outre été introduit pour décrire l'effet de la hauteur d'eau.

L'équation 1.52 décrit le spectre de **TMA**, qui peut être utilisée en eau peu profonde.

$$E_{TMA}(f) = E_J(f)F(\omega_d) \quad (1.55)$$

$$\text{Où : } \omega_d = 2\pi f \sqrt{d/g}$$

Le facteur supplémentaire $F(\omega_d)$ décrit l'influence de la hauteur d'eau. On peut l'approcher à 4% près par l'équation 1.56.

$$F(\omega_d) = \begin{cases} \frac{1}{2} \omega_d^2 & \text{pour } \omega_d \leq 1 \\ 1 - \frac{1}{2} [2 - \omega_d]^2 & \text{pour } \omega_d > 1 \end{cases} \quad (1.56)$$

I.7 Conclusion

La houle est un élément prédominant dans le transport des sédiments et la morphologie du fond marin. C'est pour cela que la connaissance des conditions de la houle est essentielle, donc il faut bien connaître la description théorique du mouvement de la houle, et les données climatologiques. Dans ce chapitre nous avons bien détaillé les paramètres essentiels de la houle, les houles régulières et irrégulières, les différences modèles importantes, ainsi que la transformation de la houle de large vers le rivage à savoir le phénomène de la réfraction, le déferlement et la diffraction.

CHAPITRE II

TRANSPORT SEDIMENTAIRE EN MILIEU COTIER

II.1 Introduction

Dans la zone littorale, des quantités importantes de sables sont transportées sous l'action de la houle et des courants. Quand les vagues atteignent la côte et déferlent sur la plage, elles génèrent des courants côtiers qui interagissent avec les vagues incidentes pour transporter les sédiments [Masselink *et al*, 2006]. La houle est un facteur essentiel des mouvements sédimentaires dans la zone littorale, lors du déferlement, l'énergie des vagues est dissipée et transformée principalement en turbulence qui remet en mouvement les sédiments qui sont transportés par les courants qu'elle engendre et/ou ceux dus aux marées et aux vents.

La marée génère :

- ✓ Des fluctuations régulières du niveau de la mer.
- ✓ Des courants qui pourront se superposer à ceux générés. Les vents sont :
- ✓ Générateur de mers de vents et clapots, de courants et de fluctuations du niveau de la mer (surcotes, décotes).
- ✓ Directement la cause du transport de sable sur la plage (transport éolien).

La zone de jet de rive communément sous le nom de swash, est considérée comme un lieu d'échange et de transport des sédiments. Les résultats de travaux récents ont montré que la zone de swash recèle des niveaux de concentration en sédiments très élevés qui peuvent être jusqu'à neuf fois supérieure par rapport à la concentration dans les tranches d'eau des zones peu profondes [Butt, 2001] ; [Masselink *et al* , 2005] et [Mihoubi, 2008]

II.2 Propriétés des sédiments non-cohésifs

II.2.1 Classification

II.2.1.1 Densité des matériaux

Les sédiments naturels sont constitués essentiellement de quartz. Leur densité relative par rapport à celle de l'eau peut être considérée comme constante avec $s = 2,65$, où s est défini par :

$$s = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (2.1)$$

II.2.1.2 Diamètre et coefficient de forme

Le comportement d'une particule de sable dépend essentiellement de sa forme et de sa taille. Les grains d'un sable naturel ne sont généralement pas sphériques, mais présentent des formes plus ou moins arrondies ou angulaires, suivant leur origine. Le diamètre D correspond à une taille représentative des grains.

Il existe plusieurs définitions possibles du diamètre des grains, la plus courante étant celle obtenue directement par tamisage. Il existe encore d'autres définitions, en particulier celle d'un diamètre sphérique, qui correspond au diamètre d'une sphère d'un même volume, ou encore celle du diamètre de chute, qui correspond au diamètre d'une particule sphérique ayant la même vitesse de chute. [Kennedy et Koh, 1961]

II.2.1.3 Classification des sédiments

On adopte la classification suivante en fonction du diamètre moyen des grains, en accord avec le *Coastal Engineering Manual* (1998):

- Sables fins $0,075 \text{ mm} < D < 0,425 \text{ mm}$
- Sables moyens $0,425 \text{ mm} < D < 2,00 \text{ mm}$
- Sables grossiers $2,00 \text{ mm} < D < 4,75 \text{ mm}$
- Graviers $4,75 \text{ mm} < D < 7,5 \text{ mm}$

Une autre classification selon la norme AFNOR d'après le tableau suivant:

Tableau 2.1 : Classification des sédiments selon AFNOR [Viguié, 2002]

Sédiment	Type	Classe (mm)
Cailloux	Gros	63-100
	Moyens	40-63
	petits	25-40
Gravillons	Gros	16-25
	Moyens	10-16
	petits	5-10
Sables	Gros	1,25-5
	Moyens	0,315-1,25
	petits	0,08-0,315

II.2.1.4 Propriétés cohésives

En deçà d'une certaine valeur limite du diamètre, située autour de $60 \mu m$, les sédiments fins présentent des propriétés cohésives qui modifient considérablement leur comportement. Ces propriétés ne sont pas prises en compte ici, cette étude étant limitée au cas des sédiments non-cohésifs [Kennedy et Koh, 1961].

II.2.2 Fonction de répartition des vitesses de chute

II.2.2.1 Définition de la vitesse de chute

En eau calme, une particule solide tombe sous l'effet de la gravité en étant retenue par la traînée hydrodynamique due à sa vitesse de chute. La vitesse de chute w_s est constante lorsqu'il y a équilibre entre le poids apparent de la particule dans l'eau et la traînée hydrodynamique. [Bonnefile, 1980]

La vitesse de chute est une propriété importante qui intervient notamment dans le calcul du taux de transport en suspension et de la répartition verticale des concentrations. Ce n'est plus la fonction de répartition du diamètre qui gouverne la répartition verticale des sédiments, mais plutôt la fonction de répartition de la vitesse de chute. [Villaret, 2003]

II.2.2.2 Fonctions de répartition

La vitesse de chute à l'équilibre est donnée par :

$$w_s = \frac{\rho' g D_{50}^2}{18\nu} \quad (2.2)$$

où ρ' la masse spécifique relative du sédiment ($\rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} = s - 1$)

De nombreux auteurs fournissent des formulations pour estimer w_s . [Van Rijn, 1990], rappelle que la vitesse de chute est atteinte lorsque la particule est en équilibre sous l'action des forces de gravité et de traînée visqueuse. [Soulsby, 1997], s'appuie sur de nombreuses mesures expérimentales pour optimiser les coefficients d'une formulation simple de la vitesse de chute w_s . ainsi, la vitesse de chute pour des formes de particules naturelles est estimé par :

$$w_s = \frac{\nu}{D_{50}} \left[(10,36^2 + 1,049 D_*^3)^{0,5} - 10,36 \right] \quad (2.3)$$

avec, D_* diamètre sédimentologique donné par :

$$D_* = D_{50} \left(\frac{\rho' g}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad (2.4)$$

Où, $\rho' = 1,65$ dans l'eau à la température ordinaire ($\nu = 0,01 \text{ cm}^2 / \text{s}$) et D_{50} est le diamètre moyen des particules pour lequel 50% des grains en masse ont un diamètre plus petit que D_{50}

II.3 Frottement du fond

Les processus de transport sédimentaire en présence de courant et/ou de vagues ont lieu principalement près du fond. Il est par conséquent important de déterminer au mieux la direction et l'intensité des contraintes de cisaillement sur les fonds qui présentent un relief varie (lisse, rides, dunes). [Van Rijn, 1990], et [Soulsby, 1997] rassemblent dans leurs manuels de nombreux modèles pour déterminer la contrainte de frottement sur un fond sédimentaire en présence de houle et de courant. A partir de données expérimentales acquises en laboratoire, [Voulgaris *et al*, 1995], montre que les principaux modèles utilisés en ingénierie côtière ne permettent pas de prendre entièrement en compte les effets de la période des vagues sur la contrainte de frottement au fond dans des écoulements combinés. [Soulsby *et al*, 1993], analysent huit modèles différents et les comparent dans le but d'unifier les expressions et d'en tirer une formulation simplifiée pour la contrainte de frottement combinée en présence de houle et de courant.

II.3.1 Contrainte de frottement liée au courant

La contrainte de frottement peut être reliée au courant moyen \bar{U} , intégré sur la hauteur d'eau, par le biais d'un coefficient de frottement quadratique, noté C_D :

$$\tau_0 = \frac{1}{2} \rho C_D \bar{U}^2 \quad (2.5)$$

Le coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement, et des aspérités sur le fond. Les lois de frottement couramment utilisées sont celles de Chézy, Strickler, Nikuradse, Nous donnons ici les relations utilisées pour calculer le coefficient de frottement quadratique C_D .

Coefficient de Strickler :

Le coefficient de Strickler, noté S_k est défini par la relation :

$$C_D = 2 \frac{g}{S_k^2} \frac{1}{d^{1/3}} \quad (2.6)$$

C_D : coefficient de Chézy est défini par la relation :

$$C_D = 2 \frac{g}{C_d^2} \quad (2.7)$$

C_d : coefficient de Chézy dû au frottement total

On utilise aussi fréquemment la relation suivante entre le coefficient de Chézy et le coefficient de rugosité ;

$$C_d = \frac{\sqrt{g}}{\kappa} \log\left(\frac{12d}{k_s}\right) \quad (2.8)$$

II.3.2 Frottement lié à la houle seule

La valeur maximale de la contrainte de frottement peut être reliée à la vitesse orbitale U_w , en introduisant le coefficient de frottement, noté f_w et défini par :

$$\tau_w = \frac{1}{2} \rho f_w U_w^2 \quad (2.9)$$

Près du fond, la vitesse orbitale des oscillations de la houle est égale à :

$$U_w = \frac{H\omega}{2sh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \quad (2.10)$$

En régime turbulent rugueux, Le coefficient de frottement est considéré comme étant constant durant une période de la houle. Il est déterminé à partir de l'expression de [Swart, 1976], basée sur le modèle implicite de [Jonsson, 1966] :

$$f_w = \exp\left(-6 + 5,21\left(\frac{A_0}{k_s}\right)^{-0,19}\right) \quad si \quad \left(\frac{A_0}{k_s}\right) > 1,57 \quad (2.11)$$

$$f_w = 0,3 \quad si \quad \left(\frac{A_0}{k_s}\right) \leq 1,57 \quad (2.12)$$

A_0 est ici l'amplitude du mouvement orbital sur le fond ($A_0 = \frac{U_w}{\omega}$)

La hauteur des aspérités du lit dépendant du diamètre des sédiments ; d'après [Ribberink *et al*, 1997] est égale :

$$k_s = \max\left\{3D_{90}, D_{50}\left[1 + 6\langle|\theta_{sh}|\rangle - 1\right]\right\}^2 \quad (2.13)$$

En régime turbulent rugueux, [Soulsby *et al*, 1993] proposent :

$$f_w = 1,39\left(\frac{A_0}{z_0}\right)^{-0,52} \quad (2.14)$$

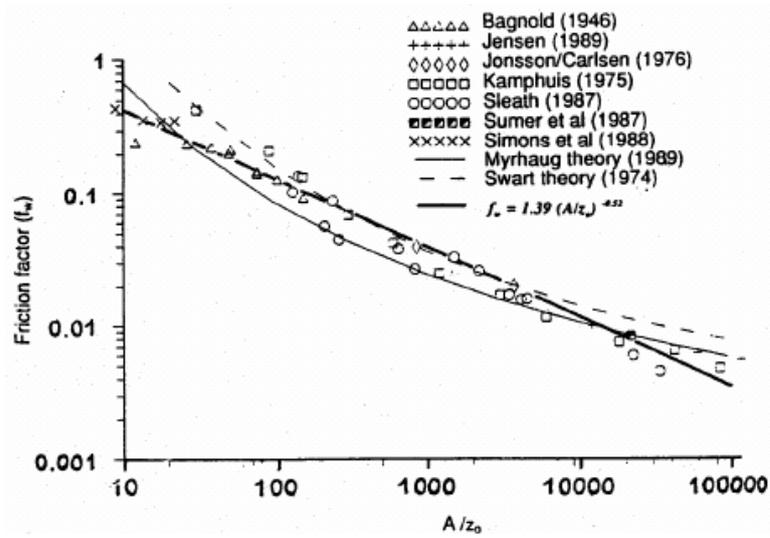


Figure 2.1 : Variation du coefficient de frottement f_w avec le nombre A_0 / z_0

D'après [Soulsby *et al*, 1993]

En régime turbulent lisse, [Myrhaug, 1995] propose :

$$f_w = 0,045 Re_w^{-0,175} \tag{2.15}$$

[Soulsby, 1997], propose une formule valide en régime turbulent lisse ou rugueux :

$$\frac{0,32}{f_w} = (\ln(6,36 \frac{A_0}{k_s} f_w^{0,5}) - \ln \left[1 - \exp(-0,0262 \frac{Re_w f_w^{0,5}}{A_0 / k_s}) \right] + \frac{4,71 A_0 / k_s}{Re_w f_w^{0,5}})^2 + 1,64 \tag{2.16}$$

Avec Re_w , le nombre de Reynolds de vague,

$$Re_w = \frac{U_w A_0}{\nu} \tag{2.17}$$

II.3.3 Combinaison houle et courant

Pour [Van Rijn, 1990], seule l'intensité de la contrainte combinée τ_{cw} (houle+courant) est importante car elle détermine le mouvement des matériaux du lit; le transport se faisant principalement dans la direction du courant moyen. Si en première approche, la superposition linéaire des contraintes permet d'obtenir une contrainte combinée valide pour des écoulements laminaires $\tau_{cw} = (\tau_c + \tau_w)$ il est indispensable de tenir compte, des interactions non-linéaires qui apparaissent dans la couche limite houle-courant [Soulsby *et al*, 1993].

$$\tau_{cw} = \tau_c \left[1 + 1,2 \left(\frac{\tau_w}{\tau_c + \tau_w} \right)^{3,2} \right] \tag{2.18}$$

Et la contrainte maximale est donnée par:

$$\tau_{max} = \left[(\tau_{cw} + \tau_w \cos(\alpha))^2 + (\tau_w \sin(\alpha))^2 \right]^{1/2} \tag{2.19}$$

Où, α est l'angle entre le courant moyen et la direction de la houle.

Ainsi, dans le modèle de courant, les effets du frottement sur le fond sont représentés avec un coefficient de frottement global f_{cw} appliqué à la vitesse du courant moyen \bar{U} . On définit f_{cw} à partir des relations (Eq, 2.4) et (Eq, 2.17):

$$f_{wc} = C_D \left[1 + 1,2 \left(\frac{\tau_w}{\tau_c + \tau_w} \right)^{3,2} \right] \quad (2.20)$$

La contrainte maximale n'a pas d'intérêt direct pour l'hydrodynamique moyenne, cependant du point de vue sédimentaire, elle permet de déterminer si le sédiment est mobilisé ou pas.

II.4 Critère D'entraînement

On considère un lit plat au repos, constitué de sédiments non cohésifs, de taille uniforme représentée par un diamètre moyen D_{50} . Il y a mise en mouvement des particules lorsque les forces déstabilisatrices (trainée et portance) deviennent supérieures aux forces stabilisatrices (poids immergé).

Le critère de Shields permet de calculer le frottement critique dans le cas d'un écoulement permanent, sur fond plat horizontal. On introduit le frottement adimensionnel ou paramètre de Shields, défini par :

$$\theta_{sh} = \frac{\tau_0}{(s-1)gD_{50}} = \frac{u_*^2}{(s-1)gD_{50}} \quad (2.21)$$

Le nombre de Shields critique d'entraînement, noté θ_{cr} , est fonction du nombre de Reynolds particulaire, défini par :

$$Re_* = \frac{u_* D_{50}}{\nu} \quad (2.22)$$

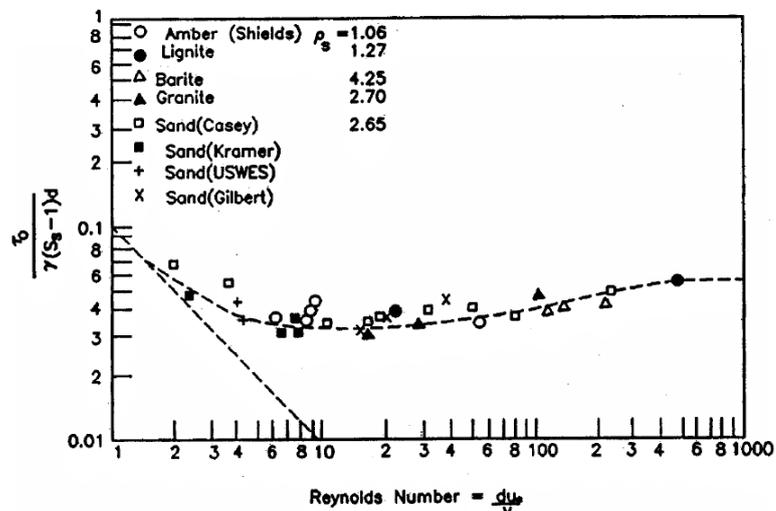


Figure 2.2 : Diagramme de Shields, D'après [Villaret, 2003]

La relation semi-empirique suivante a été proposée par [Van Rijn ,1993], pour calculer le Paramètre de **Shields** critique :

$$\begin{aligned}
 D_* \leq 4 & \quad \theta_{cr} = 0,24D_*^{-1} \\
 4 < D_* \leq 10 & \quad \theta_{cr} = 0,24D_*^{-0,64} \\
 10 < D_* \leq 20 & \quad \theta_{cr} = 0,04D_*^{-0,1} \\
 20 < D_* \leq 150 & \quad \theta_{cr} = 0,013D_*^{0,29} \\
 150 < D_* & \quad \theta_{cr} = 0,055
 \end{aligned}$$

A partir de mesures expérimentales sur fond plat, en présence de courant seul, de houle seule et pour un écoulement combiné, [Soulsby et whitehouse ,1997], ont paramétré le seuil de mise en mouvement en fonction de la contrainte de cisaillement au fond et du diamètre de grain :

$$\theta_{cr} = \frac{0,24}{D_*} + 0,055(1 - \exp(-0,02D_*)) \tag{2.23}$$

Cependant, en plus des forces de cisaillement induites par l'écoulement sur le fond, les forces de pesanteur interviennent dans l'équilibre des grains [Hamm et al ,1994] ; [Soulsby ,1997]. La contrainte de cisaillement critique $\theta_{cr\beta}$ sur un fond de pente β , avec une direction d'écoulement ψ_1 (figure 2.3) peut être modélisé par :

$$\theta_{cr\beta} = \theta_{cr} \frac{\cos\psi_1 \sin\beta + (\cos^2\beta \tan^2\varphi - \sin^2\psi_1 \sin^2\beta)^{1/2}}{\tan\varphi} \tag{2.24}$$

Où φ est l'angle de frottement interne au sédiment. Cet angle de frottement intervient également pour limiter la pente du fond, car au de la d'une certaine cambrure de la forme sédimentaire, il se produit une avalanche pour rétablir l'équilibre. En absence d'écoulement, il peut donc se produire un transport sédimentaire purement gravitaire.

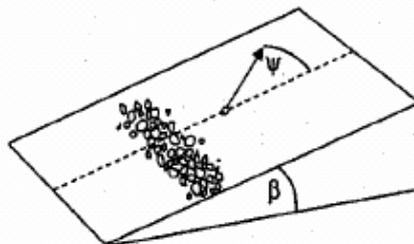


Figure 2.3 : Schéma général d'un écoulement de direction Ψ_1 sur un fond de pente β , d'après [Soulsby, 1997]

II.4.1 Seuil de mise en mouvement

Shields a mis en évidence un mécanisme d'arrachement des sédiments qui apparaît lorsque la contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement sur le fond devient supérieure à un seuil critique:

$$\theta_{sh} = \frac{\tau_{max}}{\rho g (s-1) D_{50}} \geq \theta_{cr} \quad (2.25)$$

II.4.2 Seuil de mise en suspension

En général, lorsque le seuil de mise en suspension est dépassé, la quantité de sédiment transportée en suspension est très supérieure à celle qui est charriée. Il est donc important de bien représenter cette transition.

Les particules sont mises en suspension lorsque la vitesse de fluctuation turbulente au fond (\approx vitesse de frottement u_*) est supérieure à la vitesse de chute des particules solide w_s :

$$u_* \geq w_s \quad (2.26)$$

u_* : vitesse de frottement turbulente

D'après le critère de [Bagnold, 1963] on a :

$$u_* \geq \frac{w_s}{1,25} \quad (2.27)$$

II.5 Influence des facteurs dynamiques sur mouvement des sédiments

II.5.1 Houle

La houle est souvent l'élément prédominant du transport des sédiments, du remaniement des côtes et de leur érosion. C'est pour cela qu'une connaissance des conditions de la houle est essentielle. Cette description des mouvements de sédiments induits par la houle est encore très théorique et se base surtout sur des coefficients empiriques.

Le transport par charriage et en suspension, a fait l'objet de plusieurs études, spécialement de, [Cacchione et Drake, 1982]; [Mc Lean, 1983]; [Wilkinson et al, 1984]; [Less, 1981], [Benoît et Magnus, 2006] et [Bijsterbosh et Németh, 2004]

II.5.2 Courants

La houle initie le mouvement sédimentaire, mais également les systèmes de courants qui vont transporter les sédiments, une fois que leur mouvement est commencé. Les régimes de courants peuvent avoir une grande importance pour le transport des sédiments entre le rivage et le large (*onshore/offshore*), plus particulièrement avant la zone du déferlement. Le transit littoral, courant qui se produit sous l'action des houles obliques, est responsable du transport

des sédiments le long de la côte. Il peut entraîner des quantités importantes de sédiments et créer un déficit sédimentaire dans un secteur géographique donné si l'alimentation en matériaux n'est pas compensée. Des formules mathématiques, pour évaluer la dérive littorale, ont été proposées par [Longuet-Higgins, 1970] et [Thomton, 1970].

II.5.3 Vent

Les recherches de [Mignot, 1983], montrent que le vent agit aussi bien sur la mer que sur le littoral en transportant les sables dunaires vers la mer. Ceux-ci se retrouvent aussi dans la zone de déferlement et sont donc réintroduits dans le système du transport littoral. Des mesures effectuées en nature ont permis d'évaluer le transport éolien, dans les zones de fortes activités, entre 10 000 et 20 000 m³ par an et par kilomètre de plage. Le vent crée aussi des courants sur la surface de l'eau. Les courants de surface qui se dirigent vers la côte sont la cause d'un "bottom-return flow" signifiant qu'il transporte les sédiments au large.

II.6 Mécanismes de transport des sédiments

II.6.1 Différents modes de transport des sédiments

Les travaux fondamentaux de, [Bagnold, 1963], [Wilson, 1966], [Bijker, 1968], [Longuet-Higgins et Stewart, 1964], [Bailard, 1981], [Van Rijn, 1984-1989] et de [Fredsoe & Deigaard, 1992], sont basés sur le transport sédimentaire en zone de déferlement et de surf sous l'action conjuguée (houle-courant).

Il existe trois modes de transport des particules, qui peuvent être simultanés et les particules concernées par chaque mode dépendent des conditions d'écoulement (i.e. contrainte de cisaillement sur le fond) :

- Le transport par roulement ou charriage (*bed load*) concerne les grains de la couche superficielle des sédiments non-cohésifs qui roulent sur le fond dans le sens de l'écoulement jusqu'à trouver une nouvelle position d'équilibre. Ce mode de transport se produit essentiellement lorsque la contrainte de frottement est proche de la contrainte critique de mouvement $u^* = u_c^*$.
- Le transport par saltation apparaît lorsque le seuil de mouvement est dépassé. L'impulsion fournie par le fluide fait sauter les particules au-dessus du fond suivant une trajectoire balistique. La hauteur maximale atteinte par les grains est de l'ordre de grandeur du diamètre de celle-ci ($u^* \geq w_s / 1.15$).
- Le transport en suspension (*suspended load*) se produit lorsque l'écoulement est suffisamment fort pour maintenir en suspension les particules sans que celles-ci ne se

redéposent. Les particules concernées par ce mode de transport sont les sables, les silts et les argiles. La taille et le poids des particules transportées sont en relation directe avec l'intensité de l'écoulement.

D'après [Bagnold, 1973], la distinction principale se fait entre le transport en suspension et le transport par charriage sur le fond comprenant le roulement et la saltation.

Dans le cas du transport par roulement et par saltation, l'impulsion fournie par le fluide est sur l'horizontale contrairement au transport en suspension. Les sédiments non-cohésifs peuvent être transportés par ces trois modes, charriage sur le fond, saltation et transport en suspension.

On dit, qu'un écoulement est cisailé, si les forces dues à l'action du fluide excèdent une certaine valeur, les rides et les dunes de fond sont effacées et remplacées par une couche de sédiment mobile à forte concentration (fond plat) [Viguié, 2002]

II.6.2 Charriage des sédiments par l'action de la houle

Pour des houles régulières, le transport solide par charriage durant une période est considéré comme étant nul [Ribberink, 1998] ; [Soulsby et Damgaard, 2005]. Le critère de Shields (1936) durant une moyenne de temps égale à la période et défini par la relation :

$$\theta_w = \frac{\frac{1}{2} f_w U_w^2}{(s-1)gD_{50}} \quad (2.28)$$

A partir des expériences réalisées en canal à houle, [Belorgey *et al*, 1989] ont montré que la couche limite dans la houle présente des dissymétries entre les phases de crête et de creux, à cet effet, plusieurs chercheurs s'accordent à une estimation du taux adimensionné de charriage par demi-cycle de vague (demi-période).

Le transport sédimentaire net charrié étant la différence entre le passage successif d'une crête à un creux [Madsen et Grant, 1976]; [Soulsby *et al*, 1993] et [Madsen et Grant, 1976] ;

$$\Phi_{1/2} = 12,5 \frac{w_s}{\sqrt{(s-1)gD_{50}}} \theta_w^3 \quad (2.29)$$

[Soulsby *et al*, 1993] ;

$$\Phi_{1/2} = 5,1(\theta_w - \theta_{cr})^{3/2} \quad (2.30)$$

[Bailard et Inman, 1981] et [Ribberink, 1998] s'appuient sur le principe qui consiste à lier le transport des sédiments à la contrainte de cisaillement instantanée ce qui engendre une détermination instantanée du transport par charriage suivant une intégration pour une période de la houle incidente :

[Bailard et Inman, 1981] :

$$\Phi_t = \frac{\varepsilon_b f_w}{(s-1)^2 g^2 t g \phi D_{50}} u_w^2(t) \quad (2.31)$$

$\varepsilon_b \approx 0.1$ est le facteur d'efficacité du transport par charriage

[**Ribberink**, 1998] ;

$$\Phi_t = 11(|\theta_w(t)| - \theta_{cr})^{1.65} \frac{\theta_w(t)}{|\theta_w(t)|} \quad (2.32)$$

$u_w(t)$: vitesse orbitale instantanée de la houle près du fond

Pour $|\theta_w(t)| \geq \theta_{cr}$ [**Ribberink**, 1998] propose une formulation plus générale pour le taux de transport par charriage sous la forme :

$$\Phi(t) = m(|\theta_w(t)| - \theta_{cr})^n \frac{\theta_w(t)}{|\theta_w(t)|} \quad (2.33)$$

m, n : coefficients déterminés expérimentalement

En générale, en présence de mouvement généré par des houles, on peut estimer le taux de transport par rapport à la moyenne temporelle, on peut écrire l'équation (2.33) sous forme générale moyennée :

$$\langle \Phi(t) \rangle = m \left\langle (|\theta_w(t)| - \theta_{cr})^n \frac{\theta_w(t)}{|\theta_w(t)|} \right\rangle \quad (2.34)$$

En concordance avec l'approche de [**Dibajnia et Watanabe**, 1992], qui propose d'examiner l'effet asymétrique de la houle sur le transport des sédiments à partir d'un profil simplifié de calcul des vitesses au fond. [**Madsen**, 1991] et [**Ribberink**, 1998] ont proposé le modèle de calcul instantané du transport sédimentaire en fonction de la contrainte de cisaillement instantanée de façon analogue aux houles symétriques. Dans ce cas, l'estimation du transport en question sera effectuée pour chaque demi-période en prenant en considération une valeur caractéristique sur la vitesse et la contrainte de cisaillement pour un coefficient de frottement constant.

Les résultats des travaux expérimentaux en canal à houle de [**Mihoubi**, 2008] à l'aide de mesures par la technique de vélocimétrie Doppler ultrasonore (VDU) ont montré que le transport sédimentaire est associé à la présence de l'écoulement de cisaillement de nature interstitielle en zone de swash, et ce durant les deux phases du processus : phase de jet de rive (*uprush*) et retrait (*backwash*) .

II.7 Forme générale de transport solide

II.7.1 Définition

Le taux de transport représente le volume de matériaux transportés par unité de temps et par unité de largeur. Il s'exprime soit en (m^2/s), soit en ($Kg/m.s$), si on calcule la masse de matériaux transportés. Le taux de transport total, noté q_t , est classiquement décomposé en une composante q_b qui représente le transport par charriage sur le fond, et une composante q_s qui représente le transport en suspension dans la colonne d'eau.

$$q_t = q_b + q_s \quad (2.35)$$

II.7.2 Transport par charriage

Compte tenu de la complexité des processus qui régissent la sous-couche de charriage, on utilise classiquement une approche semi-empirique pour calculer le charriage. On introduit le taux de transport adimensionnel :

$$\Phi_b = \frac{q_b}{\sqrt{g(s-1)D_{50}^3}} \quad (2.36)$$

Par extension du raisonnement de Shields, on peut s'attendre à ce que Φ_b dépende de la différence entre la contrainte de frottement de peau adimensionnelle et sa valeur critique d'entraînement :

$$\Phi_b = F(\theta_p - \theta_{cr}) \quad (2.37)$$

Il n'y a pas de formules universelles, mais une grande diversité de formules, chacune faisant intervenir un certain nombre de coefficients semi-empiriques. Ces coefficients ont été calibrés par comparaison avec des données expérimentales et chacune de ces formules ont donc été établies pour une gamme de paramètres bien définie, qui doit être impérativement respectée par l'utilisateur.

Remarque :

En présence de ride (*bedforms*), la contrainte de peau, qui détermine le forçage sur le sédiment, n'est a priori pas celle que l'on aurait sans ride. [Smith et McLean, 1977] proposent un modèle conceptuel de la structure des vitesses près du fond, basé sur la superposition de couches limites, l'une relative au cisaillement sur le sédiment (couche limite interne), et l'autre au-dessus de ride, qui détermine le cisaillement dans la colonne d'eau.

La contrainte de peau τ' est calculée en fonction de coefficient de Chézy de peau C_{dp} et la fonction de contrainte de peau adimensionnelle θ_p :

$$\theta_p = \frac{\tau'}{(\rho_s - \rho)gD_{50}} \quad (2.38)$$

$$\tau' = \rho \frac{g}{C_{dp}^2} \bar{U}^2 \quad (2.39)$$

Avec :

$$C_{dp} \approx 18 \log_{10} \left(\frac{12d}{3D_{50}} \right) \quad (2.40)$$

II.7.3 Transport par suspension

Le taux de transport en suspension q_s est égal, par définition, au flux de concentration intégré sur la verticale, depuis $z=a'$, a' étant la hauteur de la sous-couche de charriage, jusqu'à $z=d$, la surface libre :

$$q_s = \int_{a'}^d C_{vs} u dz \quad (2.41)$$

C_{vs} étant la concentration volumique des sédiments en suspension.

Moyennant certaines hypothèses, il est possible d'exprimer q_s de manière analytique en faisant intervenir en particulier le nombre de Rouse Z_r , défini comme le rapport entre la vitesse de chute et la diffusivité turbulente :

$$Z_r = \frac{w_s}{\kappa u_*} \quad (2.42)$$

$\kappa = 0,40$, la constante de Karman,

II.8 Différentes formules de transport des sédiments

II.8.1 Transport par charriage en courant permanent

Il existe un grand nombre de formules dans la littérature (une vingtaine au total) qui peuvent être utilisées pour calculer le taux de transport par charriage, parmi ces formules :

- Formule de Meyer-Peter 1948

Meyer-Peter présente la formulation la plus classiquement utilisée pour calculer le transport par charriage. Elle a été validée pour des sédiments moyens à grossiers ($0,4 \text{ mm} < D_{50} < 29,00 \text{ mm}$). C'est une formule dite à seuil, c'est à dire qu'elle fait intervenir le paramètre de Shields critique d'entraînement, considéré comme constant ($\theta_{cr} = 0,047$).

$$\Phi_b = 8(\mu\theta_{sh} - 0,047)^{3/2} \quad \text{Si} \quad \mu\theta_{sh} > \theta_{cr} \quad (2.43)$$

Avec

$$\mu = \left[\frac{C_d}{C_{dp}} \right]^{3/2} \quad (2.44)$$

μ est un coefficient de correction qui permet de tenir compte, de l'effet des rides sur la contrainte de peau ($\theta_p < \theta_{sh}$).

- Formule de Einstein-Brown 1950

[Einstein-Brown, 1950] fait intervenir une dépendance des coefficients du modèle par rapport au diamètre adimensionnel D_* :

$$\Phi_b = F(D_*)F(\theta_{sh}) \quad (2.45)$$

Avec :

$$F(D_*) = \left(\frac{2}{3} + \frac{36}{D_*} \right)^{0,5} - \left(\frac{36}{D_*} \right)^{0,5}$$

$$F(\theta_{sh}) = 2,15 \exp(-0,391/\theta_{sh}) \quad \text{si } \theta_{sh} \leq 0,2$$

$$F(\theta_{sh}) = 40\theta_{sh}^3 \quad \text{si } \theta_{sh} > 2$$

Le paramètre de Shields critique n'intervient pas ce qui est justifié pour ($\theta_{sh} \gg \theta_{cr}$). Cette formule est recommandée pour des sédiments relativement grossiers ($D_{50} > 2\text{mm}$).

- Formule d'Engelund et Hansen 1981

La formule de [Engelund-Hansen, 1981] était, à l'origine, une formule de transport par charriage, mais elle peut être utilisée pour calculer le transport total. Elle a été validée pour des sédiments relativement fins ($0,2\text{mm} < D_{50} < 1 \text{ mm}$). En variables adimensionnelles, le transport s'écrit :

$$\Phi_b = 0,05(\mu\theta_{sh})^{5/2} \quad (2.46)$$

avec

$$\mu = \left[\frac{2}{C_D} \right]^{2/5} \quad (2.47)$$

Cette formule a été adaptée par [Chollet et Cunge, 1980] pour tenir compte des formes de fond générés par le courant.

- Formule de Van Rijn 1984

La formule proposée par [Van Rijn, 1984] ('VR') suivante pour calculer le transport par charriage pour des particules de diamètre D50 : $0,2\text{mm} < D50 < 2\text{ mm}$:

$$\Phi_b = 0,053D_*^{-0,3} \left(\frac{\theta_p - \theta_{cr}}{\theta_{cr}} \right)^{2,1} \quad (2.48)$$

Le paramètre de Shields critique est donné par la formule de Van Rijn.

II.8.2 Transport des sédiments sous l'action de la houle et courants

II.8.2.1 Transport par charriage

- Formule de Bijker 1992

La formule proposée par [Bijker, 1992] est une extension de la formule originale de [Frijlink 1952] en courant permanent. Le taux de transport par charriage est obtenu comme le produit de deux termes : le premier représente l'advection par le courant moyen et est proportionnel à la contrainte adimensionnelle en courant seul χ ; le deuxième représente la mise en suspension et tient compte des effets de la houle. En variables adimensionnelles, on écrit :

$$\Phi_b = b\chi^{0,5} \exp\left(-0,27 \frac{1}{\mu\theta_{cw}}\right) \quad (2.49)$$

Où b est un coefficient empirique, compris entre 2 et 5.

Le coefficient de correction μ permet de tenir compte de l'effet des rides Il est calculé de la même manière que celui de la formule Meyer-Peter 1948:

$$\mu = \left[\frac{C_d}{C_{dp}} \right]^{3/2} \quad (2.50)$$

La houle a pour effet de favoriser la mise en suspension des sédiments. Cet effet est pris en compte par une augmentation de la contrainte en houle et courant superposés τ_{cw} :

$$\tau_{cw} = \frac{1}{2} \tau_w + \tau_c \quad (2.51)$$

Le coefficient b doit être pris égal à 2 pour des applications en régime de rides générées par la houle, à l'extérieur de la zone de déferlement A l'intérieur de la zone de déferlement (sur fond plat) ainsi qu'en courant seul, la valeur d'origine b=5 doit être utilisée [Villaret, 2001].

II.8.2.2 Transport en suspension

Le transport en suspension est proportionnel au transport par charriage. Le raisonnement est rappelé ici brièvement : pour calculer le transport en suspension, [Bijker, 1992] suppose que le profil des vitesses moyennes suit un profil logarithmique, tandis que le profil des

concentrations est donné par un profil de Rouse. Le nombre de Rouse Z_r qui intervient dans la définition du profil des concentrations est défini par :

$$Z_r = \frac{W_s}{\kappa u_{*cw}} \quad (2.52)$$

Avec :

$$u_{*cw} = \left(\frac{\tau_{cw}}{\rho} \right)^{0.5}, \text{ la vitesse de frottement en houle et courant.}$$

La concentration de référence du profil de Rouse correspond à la concentration moyenne à l'extérieur de la sous-couche de charriage ($z=a'$). Elle est reliée au taux de transport par charriage par la relation :

$$C_a = \frac{q_b}{11,6u_*a'} \quad (2.53)$$

La hauteur de référence est proportionnelle à la hauteur des rugosités : $a' = k_s$

On peut établir de manière analytique la relation suivante :

$$q_s = q_b I \quad (2.54)$$

$$I = 1,83 * 0,216 \frac{A^{Z_r-1}}{(1-A)^{Z_r}} \int_A^1 \left(\frac{1-z}{z} \right)^z \ln \frac{33z}{A} dz \quad (2.55)$$

$$A = \frac{k_s}{d} \quad (2.56)$$

II.8.2.3 Transport par charriage et suspension

- Formule de Soulsby

La formule de [Soulsby, 1997] peut être utilisée pour calculer le taux de transport total (charriage et suspension) dans le cas houle et courant superposés.

Le taux de transport est calculé en fonction du courant moyen \bar{U} et de la vitesse du courant orbital U_w suivant l'expression :

$$q_{b,s} = A_{b,s} u \left[(\bar{U}^2 + \frac{0,018}{C_D} U_w^2)^{0,5} - u_{cr} \right]^{2,4} \quad (2.57)$$

Les coefficients A_b du charriage et A_s du transport en suspension sont calculés par les expressions suivantes :

$$A_b = \frac{0,005d \left(\frac{D_{50}}{d} \right)^{1,2}}{[(s-1)gD_{50}]^{1,2}} \quad (2.58)$$

$$A_b = \frac{0,012 D_{50} D_*^{-0,6}}{[(s-1)gD_{50}]^{1,2}} \quad (2.59)$$

u_{cr} est la vitesse critique d'entraînement, calculée par :

$$u_{cr} = 0,19 D_{50}^{0,1} \log_{10} \left(\frac{4d}{D_{50}} \right) \quad \text{si} \quad 0,1 \text{mm} \leq D_{50} \leq 0,5 \text{mm}$$

$$u_{cr} = 8,5 D_{50}^{0,6} \log_{10} \left(\frac{4d}{D_{50}} \right) \quad \text{si} \quad 0,5 \text{mm} \leq D_{50} \leq 2 \text{mm}$$

- Formule de Bailard 1981

Les flux sédimentaires q_t sur l'ensemble du domaine sont donnés par la formule de [Bailard, 1981] qui permet de distinguer les 3 modes de transport sédimentaire : le transport en suspension q_{s0} (et de sa composante par effet de pente $q_{s\beta}$), par charriage q_b (et de sa composante par effet de pente $q_{b\beta}$:

$$q_t = q_b + q_{b\beta} + q_s + q_{s\beta} \quad (2.60)$$

avec :

$$q_b = \frac{\varepsilon_b f_{wc}}{g(s-1) \tan \varphi} \overline{|\vec{u}_f(t)|^2 \vec{u}_f(t)}$$

$$q_{b\beta} = \frac{\varepsilon_b f_{wc}}{g(s-1) \tan^2 \varphi} \overline{|\vec{u}_f(t)|^3 \vec{\nabla}(Z_f)}$$

$$q_s = \frac{\varepsilon_s f_{wc}}{g(s-1) w_s} \overline{|\vec{u}_f(t)|^3 \vec{u}_f(t)}$$

$$q_{s\beta} = \frac{\varepsilon_s^2 f_{wc}}{g(s-1) w_s^2} \overline{|\vec{u}_f(t)|^5 \vec{\nabla}(Z_f)}$$

où

$$\varphi \approx 32^\circ$$

[Migniot, 1977] est l'angle de frottement interne au sédiment, $\varepsilon_s = 0,02$ et $\varepsilon_b \approx 0,1$ sont les facteurs d'efficacité du transport respectivement par charriage et par suspension.

On note $\vec{u}_f(t)$ la vitesse des particules au niveau du fond qui est fonction de la composante fluctuante liée à la houle $\vec{u}_w(t)$ et du courant moyen \vec{U} :

$$\vec{u}_f(t) = \vec{U} + \vec{u}_w(t) \quad (2.61)$$

Pour une houle linéaire (sinusoïdale), l'expression eulérienne de la vitesse au fond est:

$$u_w(t) = U_w \cos(\omega t) \quad (2.62)$$

où

U_w , est donné par la théorie linéaire (équation 2.10)

II.9 Profil d'équilibre de la plage

II.9.1 Définition

Le profil de la plage c'est la variation de la profondeur d'eau avec la distance au large de la côte. Le profil d'équilibre de la plage est conceptuellement le résultat de l'équilibre des forces destructrices contre constructive. Dans le laboratoire, il est relativement facile de construire l'équilibre en exécutant un train de vagues stationnaires sur une plage de sable pendant une longue période.

Après le remodelage de la première, on obtient un profil final que peu de changements avec le temps. Ceci est le profil d'équilibre pour que les matériaux de la plage et les conditions de vagues. Dans la nature, le profil d'équilibre est considéré comme un concept dynamique, pour le champ d'onde incident et de changement de niveau d'eau en permanence dans la nature, par conséquent, le profil répond continuellement. En moyenne ces profils sur une longue période, un équilibre moyen peut être définie.

Bien que l'examen du profil de la plage d'équilibre à deux dimensions néglige de nombreux processus le long de la côte, une compréhension de ces profils est importante pour interpréter les processus naturels sont beaucoup plus l'effet de l'élévation du niveau relatif et de l'érosion des plages que le résultat des tempêtes. [Dean et Dalrymple, 2004].

II.9.2 Modèles de profil d'équilibre de la plage

i) Modèle de Dean 1977

A partir de mesures et de la prise en compte des diverses forces en jeu dans la zone de déferlement, [Dean, 1977] a montré que le profil de plage pouvait être décrit par une équation du type :

$$d = Ax^{2/3} \quad (2.63)$$

x : distance à la côte

A : c'est un facteur de forme dépendant du sédiment constituant la plage.

Le paramètre A prend des valeurs suivantes en fonction du diamètre des grains :

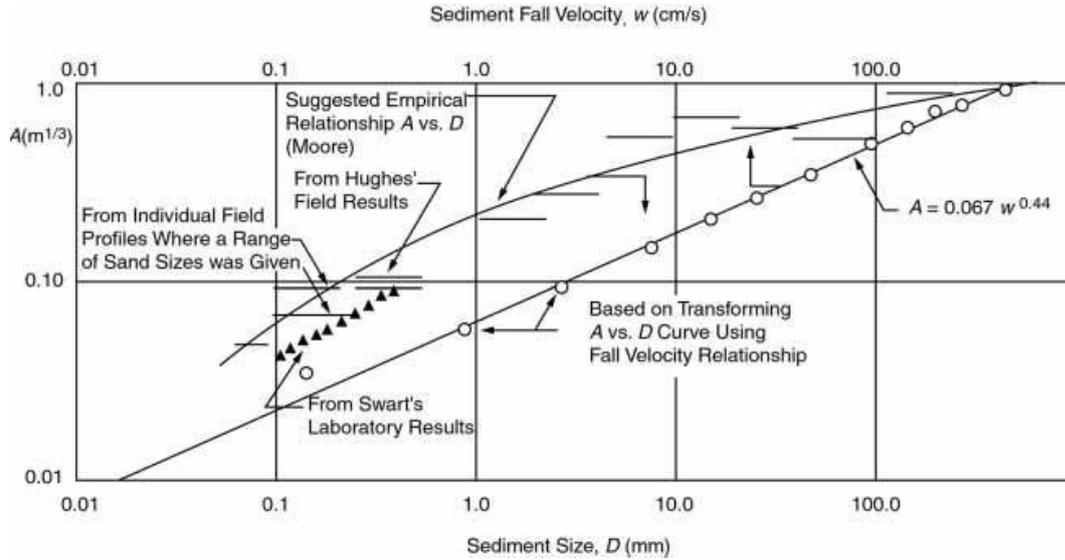


Figure 2.4: Profil du facteur de forme A en fonction de diamètre D et la vitesse de chute w_s des sédiments, d’après **Dean**1987; (adapté en partie de **Moore** 1982).

ii) Modèle de Moore 1982

[**Moore**, 1982] a montré, à partir de mesures systématiques que le paramètre A est proportionnel à la profondeur d , et au diamètre moyen des sables, il propose l’équation suivante pour décrire le profil moyen d’équilibre :

$$d(x) = A(d)x^{2/3} \tag{2.64}$$

$$A(d) = \frac{24}{5} \left[\frac{W_e}{\rho g^{3/2} k_1^2} \right]^{2/3} \tag{2.65}$$

Le paramètre de forme de profil A, qui commande l’inclination du profil. L’ajustage de précision des données de champ donne par [**Moore**, 1982] et [**Kraus**, 1992]

$$A = 0,41(d_{50})^{0,94} \quad d_{50} < 0,4$$

$$A = 0,23(d_{50})^{0,32} \quad 0,4 \leq d_{50} < 10$$

$$A = 0,23(d_{50})^{0,28} \quad 10 \leq d_{50} < 40$$

$$A = 0,46(d_{50})^{0,11} \quad 40 \leq d_{50}$$

Une telle formulation est intéressante car pour un site donné elle peut être ajustée, connaissant la profondeur d , sur le profil moyen et en déduire le profil d’équilibre.

On suppose que $k_1 = 0,8$ étant le rapport entre la hauteur des vagues de déferlement à la profondeur de l’eau, A (d) est le paramètre d’échelle de profil qui dépend de la taille des sédiments D, ou de façon équivalente la vitesse de chute des particules de sédiments w_s , et W_e

est la dissipation d'énergie de vague par unité de volume dans la zone de déferlement. Cependant, il y a lieu de signaler qu'il existe d'autres modèles représentant le profil d'équilibre d'une plage. Les modèles sont compilés dans le tableau ci-après :

Tableau 2.2 : Différentes formules sur la forme du profil d'équilibre de la plage

<i>Auteurs</i>	<i>Formules</i>	<i>Remarques</i>
Bruun (1954)	$d = Ax^m$	Région limitée de la modification du profil de la zone de rupture vers le large (m=2/3)
Dean (1977)	$d = Ax^m$	Région limitée de la modification du profil de la zone de surf vers le large (m=2/3)
Bodge (1992)	$d = B(1 - e^{-Kx})$	$3 \times 10^{-5} < K < 1,16 \times 10^{-3}$
Silvester et Hsu (1993)	$d = 0,111x^{0,575}$	Les changements de la distance transversale de la crête de la barre de la rive
Larson et al (1999)	$x = \frac{d}{m} + \left(\frac{d}{A}\right)^{3/2}$	$d = mx$: Zone peu profonde $d = Ax^{2/3}$: Zone profonde

x: distance horizontale de la côte; m et A: coefficients d'expérience adaptés aux profils mesurés; B et K: coefficients déterminées à partir des conditions expérimentales.

II.10 Conclusion

Dans ce présent chapitre nous avons présenté une description des différents processus intervenant et influençant dans le transport sédimentaire en milieux côtiers. On constate qu'il existe plusieurs approches qui définissent l'entraînement des sédiments, l'estimation du transport sédimentaire sous l'action de la houle, de courant et de combinaison houle et courant, ainsi que leurs différents modes de transport par charriage et par suspension.

Les flux sédimentaires sont estimés en fonction des conditions de la houle et de courant, le diamètre médian D_{50} .

Le profil d'équilibre de la plage est basé sur le modèle de Dean. Il existe plusieurs autres modèles qui basés sur des coefficients et des conditions déterminées expérimentalement.

CHAPITRE III

APPROCHE METHODOLOGIQUE DE MODELISATION NUMERIQUE A L'AIDE DES CODES DE CALCULS: MIKE 21 ET LITPACK

III.1 Introduction

Le présent chapitre consiste à donner un descriptif détaillé des différents codes de calculs du software de MIKE 21. L'outil de notre travail, est l'utilisation des codes de calcul d'un progiciel destiné aux professionnels du génie côtier. Il comporte plusieurs codes de calculs et de modélisation numérique en 2D, des écoulements à surface libre, développés par le *Danish Hydraulics Institut*.

La modélisation de la dynamique sédimentaire en milieu côtier, doit tenir compte des courants induits par la marée et les houles. Il s'ensuit que l'approche modélisatrice doit faire appel à un système de modélisation intégrée comprenant quatre modèles numériques : un modèle hydrodynamique, deux modèles de houles et un modèle de transport sédimentaire de particules non-cohésifs, sous l'effet de l'action combinée des vagues et des courants. Dans ce contexte, le module MIKE 21, comprend les calculs suivants :

1. MIKE 21-SW (*Spectral Waves Flexible Mesh*),
2. MIKE 21-PMS (*Parabolic Mild-Slope Waves*),
3. MIKE 21-HD (*Hydrodynamic model*),
4. MIKE 21-ST (*Non- Cohesive Sediment Transport*).

Dans le but d'étudier l'évolution du trait de côte à partir des résultats des codes énumérés précédemment, le logiciel MIKE possède un code de calcul dénommé LITPACK qui traite les problèmes relatifs au transport sédimentaire et la dynamique côtière. Le code LITPACK, renferme les modules ci-après :

- LITSTP : Module destiné pour le transport de sédiments
- LITDRIFT : Module destiné pour le transport sédimentaire du aux courants littoraux
- LITPROF : Module destiné à l'évolution du profil des plages*
- LITTREN : Module destiné au calcul de sédimentation dans un chenal
- LITLINE : Module destiné à l'évolution du trait de côte.

III.2 Approche intégrée de modélisation

Les étapes successives de l'approche intégrée de modélisation sont schématisées à la figure 3.1. Dans un premier temps, il s'agit de calculer à l'aide de MIKE 21-SW, les vagues dans la région d'intérêt, située en eau peu profonde, en utilisant en entrée une grille bathymétrique, les conditions de vents pour la génération locale des vagues et les conditions de vagues en provenance du large aux frontières ouvertes de la grille. En sortie, le modèle MIKE 21-SW, calcule les paramètres de houles suivants : la hauteur significative, la période de pic, et la direction moyenne de la houle à chaque maille de la grille de calcul utilisée. Ensuite, le calcul des tenseurs de cisaillement de la radiation des vagues (*Wave radiation stresses*) à chaque maille se fait à l'aide de MIKE 21-PMS.

Les codes MIKE 21-PMS et MIKE 21-HD sont couplés. En effet, les courants causés par l'action combinée des vents, des marées et des vagues sont obtenus moyennant les niveaux d'eau aux frontières ouvertes de la grille de calcul et des vents en surface.

Finalement, les courants et les données de vagues fournis respectivement par MIKE 21-HD et MIKE 21-PMS sont pris comme données de départ par le modèle MIKE 21-ST. Ce dernier, donne l'évolution sédimentaire dans l'espace.

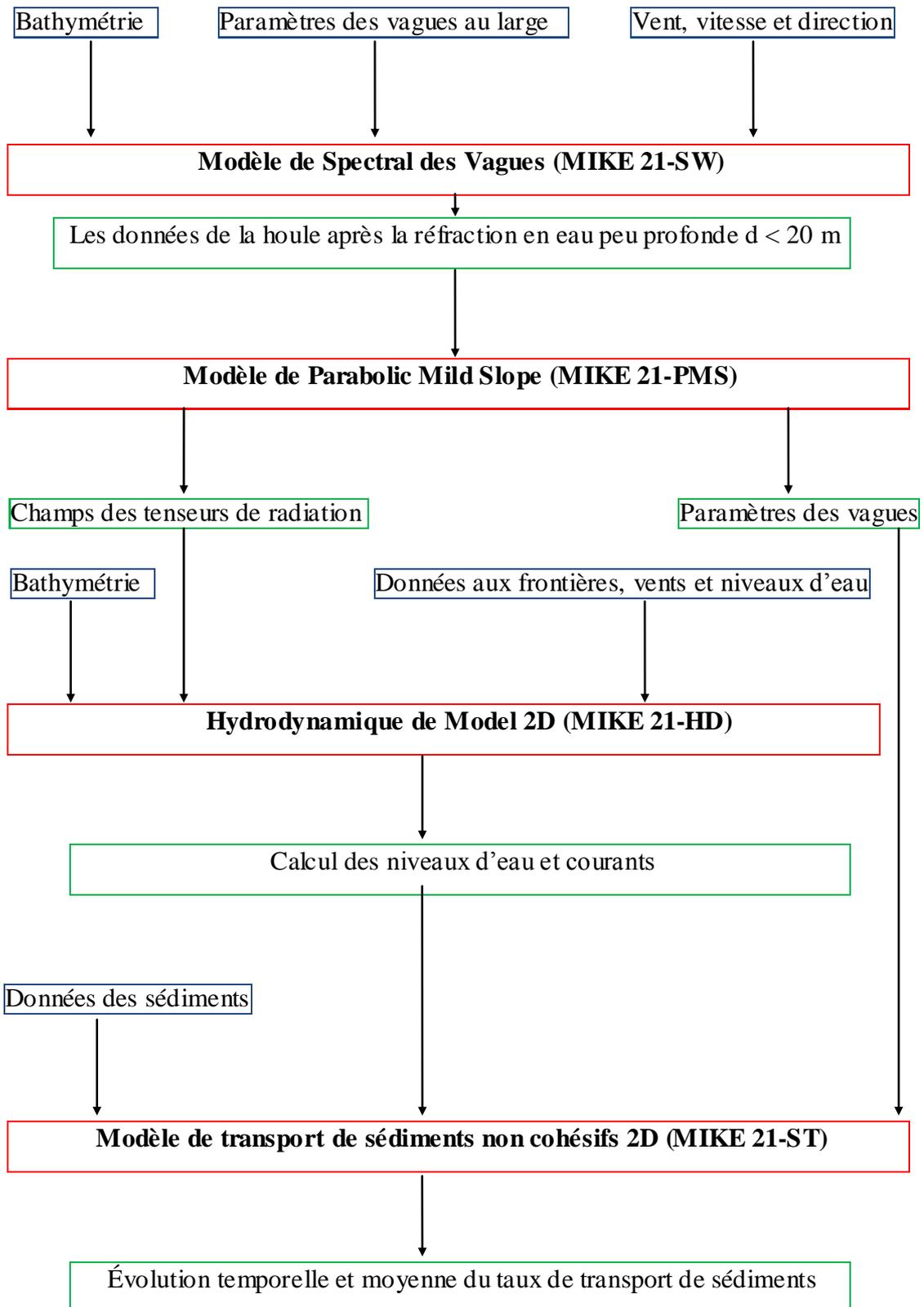


Figure 3.1 : Approche méthodologique de modélisation intégrée du transport de sédiments non cohésifs par le code MIKE 21.

III.3 Modèle numérique spectral wave (MIKE 21- SW)

III.3.1 Description du modèle

Le *Spectral Wave (SW)*, permet de calculer les paramètres de transformation de la houle dans la zone de réfraction (Figure 3.2). Il s'agit d'un modèle numérique Eulérien, spectral et quasi-stationnaire, permettant de calculer la génération des vagues par le vent et leurs propagations en eau peu profonde. Il est basé sur un maillage non structuré (composé d'éléments triangulaires). [DHI, 2007]

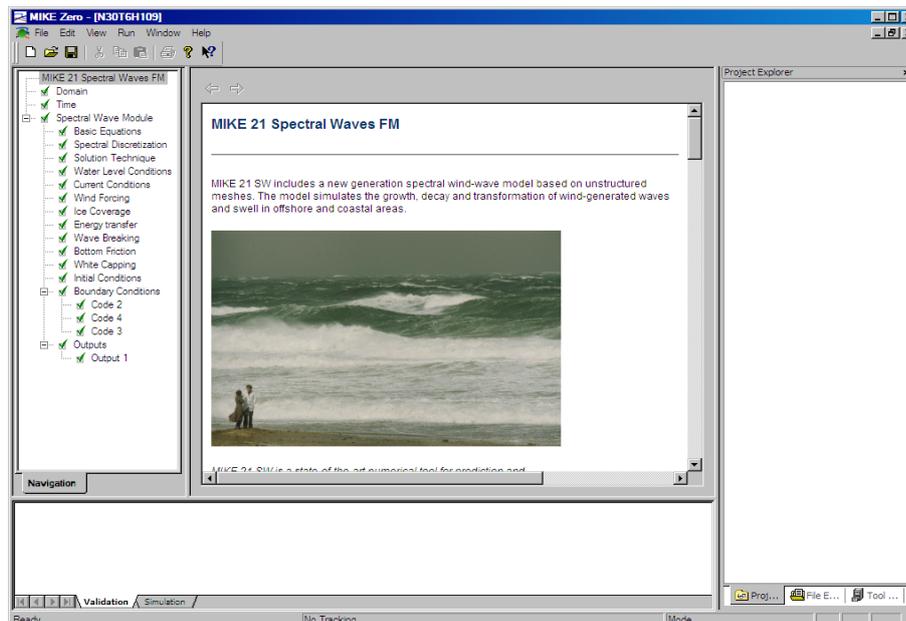


Figure 3.2 : Module MIKE 21 Spectral Waves FM [DHI, 2007]

MIKE 21- SW capable de traiter les phénomènes physiques suivants:

- La croissance des vagues par l'action du vent (*wave growth bay action of wind*)
- L'interaction onde-onde non linéaires (*non lineaire wave-wave interaction*)
- La dissipation due au l'écèlement de la houle (*white capping*)
- La dissipation due à la friction de fond (*Bottom friction*)
- La dissipation due au déferlement des vagues (*wave breaking*)
- La réfraction ou le *shoaling* due aux variations des profondeurs
- L'interaction vagues-courants (*wave- current interaction*)
- La profondeur temporelle de l'eau.

III.3.2 Domaine d'application

Le MIKE 21-SW est utilisé pour l'estimation des paramètres des vagues dans les zones côtières et au large dans des simulations respectives et dans le mode prévision. Un important domaine d'application dans la conception de l'offshore, côtières et les structures de port où

l'évaluation précise des charges d'onde est la plus importante à la conception sécuritaire et économique de ces structures. [DHI, 2007]

Le MIKE 21-SW est également utilisé aussi dans le cadre du calcul du transport des sédiments, ce qui pour une grande partie est déterminé par des états de vague et des courants induits associés de vague. Le courant induit par l'onde est générée par les gradients de contraintes de radiation qui se produisent dans la zone de surf. Le modèle MIKE 21, peut être employé pour déterminer les conditions des vagues et des contraintes de radiation (*Radiation stresses*).

III.3.3 Equations de base

III.3.3.1 Généralité

Les modèles de prédiction des vagues sont généralement basés sur l'équation de l'énergie de la vague où la densité de l'énergie de la vague $E(\sigma, \theta)$, une fonction de la pulsation ω et de la direction θ de la vague, varie lentement en fonction de l'espace (x, y) et du temps [Phillips, 1977]. De façon générale, ces modèles simulent bien la génération, la propagation et la dissipation des vagues dans des milieux océaniques sans courants. Cependant, en présence d'un courant ambiant, il est plus pertinent de simuler la densité de l'action de la vague $N(\sigma, \theta)$ plutôt que la densité de l'énergie de la vague. La densité de l'action de la vague est définie par [Whitham, 1965] :

$$N(\omega, \theta, x, y, t) = \frac{E(\omega, \theta, x, y, t)}{\sigma} \quad (3.1)$$

Ici, la fréquence relative σ de la vague est égale :

$$\sigma = \sqrt{gk \tanh(kd)} = \omega - kU \quad (3.2)$$

La grandeur de la vitesse de groupe, C_g , de l'énergie relativement au courant est indiquée par la relation suivante :

$$C_g = \frac{\partial \sigma}{\partial k} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right) \frac{\sigma}{k} \quad (3.3)$$

III.3.3.2 Equations de conservation de l'action du vague

Le modèle est basé sur l'équation de la conservation de l'action des vagues et sur la formulation théorique développée par [Komen *et al*, 1994] et [Young, 1999]. Les équations de base sont résolues par volumes finis dont un maillage type non structuré a été appliqué. Le temps d'intégration est réalisé en utilisant une approche à pas fractionnaire où multi-séquences, entre autre, une méthode explicite est appliquée pour la propagation de l'action des vagues. L'équation de la conservation de la vague est exprimé par :

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \nabla(\vec{v}N) = \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(c_x N) + \frac{\partial}{\partial y}(c_y N) + \frac{\partial}{\partial \theta}(c_\theta N) + \frac{\partial}{\partial \omega}(c_\omega N) = \frac{S}{\sigma} \quad (3.4)$$

Le premier terme, à gauche, représente le changement local de la densité de l'action de la vague. Les autres termes, à gauche représentent les flux nets de l'action x, y, θ, ω respectivement. Le terme S étant la fonction "source" qui varie en fonction de x, y, θ, ω . Elle représente l'effet combiné de la génération et de la dissipation de l'action des vagues, et S est la somme des phénomènes physiques précédents :

$$S = S_{in} + S_{nl} + S_{ds} + S_{bot} + S_{surf} \quad (3.5)$$

Les vitesses de propagation c_x, c_y en équation (Equation 3.3) sont les composantes du vecteur de vitesse de groupe C_g dans les directions x et y ($\vec{x} = x, y$), respectivement.

$$(c_x, c_y) = \frac{d\vec{x}}{dt} = \vec{C}_g + \vec{U} \quad (3.6)$$

Il est à noter qu'en présence d'un courant, la direction de la vitesse de groupe C_g n'est pas nécessairement la même que la direction de la vague θ , c'est-à-dire la direction perpendiculaire à la crête de la composante de la vague (θ, σ).

Selon la théorie linéaire, la vitesse de propagation c_θ associée à la réfraction est égale:

$$c_\theta = \frac{d\theta}{dt} = -\frac{1}{k} \left[\frac{\partial \sigma}{\partial d} \frac{\partial d}{\partial m} + \vec{k} \frac{\partial \vec{U}}{\partial m} \right] \quad (3.7)$$

où

m : direction perpendiculaire à la direction de propagation θ de la vague spectral (θ, ω) dans l'espace (x,y).

Finalement, la vitesse de propagation c_ω représente le changement de l'action de vague dans le domaine de la fréquence induit par une variation temporelle du médium de propagation (variation de la profondeur ou courant ambiant). Elle s'exprime par :

$$c_\omega = \frac{d\sigma}{dt} = \frac{\partial \sigma}{\partial d} \left[\frac{\partial d}{\partial t} + \vec{U} \nabla_x d \right] - C_g \vec{k} \frac{\partial \vec{U}}{\partial s} \quad (3.8)$$

Dans l'équation (3.8), s représente la coordonné de l'espace dans la direction de la vague θ , et ∇_x est l'opérateur différentiel bidimensionnel dans l'espace \vec{x} .

Dans des conditions stationnaires, c'est-à-dire lorsque le courant et les paramètres de vagues sont invariables dans le temps (relativement à l'échelle temporelle de la période de la vague) équation (3.4) est réduite à :

$$\frac{\partial}{\partial x}(c_x N) + \frac{\partial}{\partial y}(c_y N) + \frac{\partial}{\partial \theta}(c_\theta N) = \frac{S}{\sigma} \quad (3.9)$$

III.4 Modèle numérique en pente douce *parabolic mild slope* (MIKE 21- PMS)

III.4.1 Description du modèle

MIKE 21-PMS est un modèle linéaire de réfraction et de diffraction basé sur une approximation parabolique de l'équation elliptique de la propagation sur une pente douce du rivage [Berkhoff, 1972] dénommé *Parabolic Mild Slope Equation*. Le modèle tient compte des effets de la réfraction et de shoaling dus à la variation de la profondeur, de la diffraction le long de la perpendiculaire à la direction prédominante de la vague, de la dissipation de l'énergie par frottement et du phénomène de déferlement. Le modèle prend en compte également l'effet de la fréquence et de la direction de la houle en recourant à la superposition linéaire.

L'équation parabolique est résolue en utilisant la méthode des différences finies de Crank-Nicholson [Crank-Nicholson, 1947].

Les principaux résultats du modèle concernent les paramètres intégraux de la houle tels que la racine carrée de l'amplitude de pointe, la période de pic et la direction de la houle. Les autres données obtenues par ce modèle sont les contraintes de radiations et les élévations instantanées de la surface du plan d'eau (Figure 3.3).

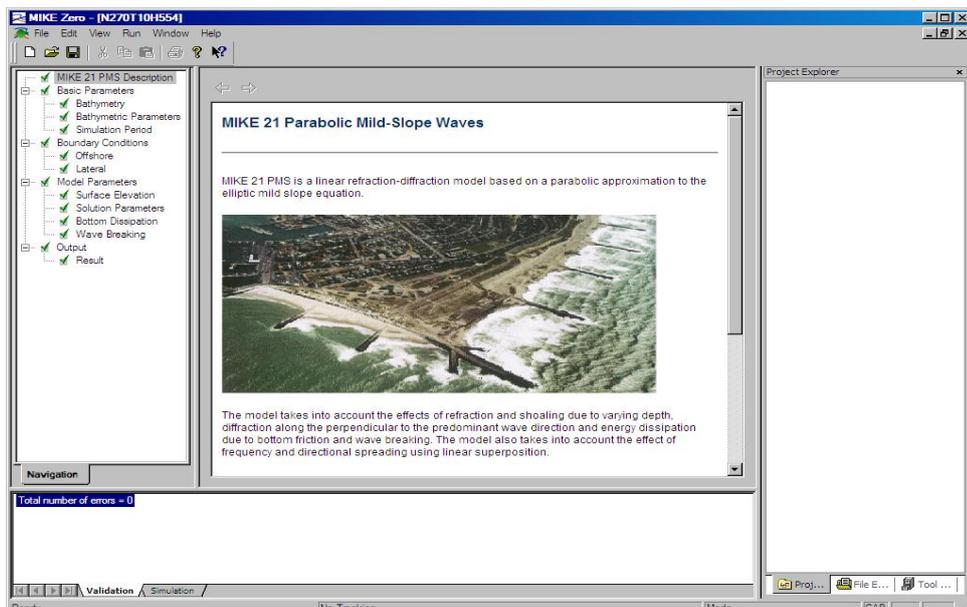


Figure 3.3: Module MIKE 21 *Parabolic Mild-Slope Waves* [DHI, 2007]

III.4.2 Domaines d'applications

MIKE 21-PMS peut être appliqué à l'étude des houles dans les aires côtières ouvertes avec ou sans structures de protection (épis, brise-lames, jetée). Dans le code de calcul, le phénomène de réflexion de la houle peut être négligé et où le phénomène de diffraction est essentiellement perpendiculaire à la direction principale de la houle.

L'évaluation des conditions de houles (hauteurs, périodes et directions) ainsi que les courants induits sont essentiels pour le calcul du transport sédimentaire et pour la localisation des zones d'érosion et de sédimentation en milieu côtier (*on shore*).

III.4.3 Equation de base

Le comportement de la houle à l'approche des côtes est modélisé par l'équation de [Berkhoff, 1972]. Cette équation traduit les équations du mouvement en théorie linéaire pour un fond graduellement varié. Elle s'écrit :

$$\nabla \cdot (CC_g \nabla \phi) + \frac{C_g}{C} \omega^2 \phi = 0 \quad (3.10)$$

avec :

$$\omega^2 = gkth(kd) \text{ , relation de dispersion}$$

L'équation (3.10) peut être résolue directement, par un modèle numérique tel que la méthode des éléments finis [Marcer *et al*, 1994]. Ce type de modèle est notamment destiné à étudier les problèmes d'agitation portuaire où les effets de diffraction et réflexion de la houle peuvent être importants. En génie côtier, il est souhaitable d'utiliser un modèle parabolique [Richard *et Nadège*, 1994].

III.4.4 Modèle parabolique

En supposant la réfraction prépondérante devant la diffraction et la réflexion de la houle. Il est possible de projeter l'équation elliptique de [Berkhoff, 1972] sur l'axe principal de propagation. En supposant que la projection de l'axe des x est perpendiculaire au rivage, le potentiel d'énergie obéit à l'équation :

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \left(ik - \frac{1}{2kCC_g} \frac{\partial}{\partial x} (kCC_g) \right) + \frac{i}{2kCC_g} \frac{\partial}{\partial y} (CC_g \frac{\partial \phi}{\partial y}) \quad (3.11)$$

L'équation de [Berkhoff, 1972] parabolisée, présente une dérivée au premier ordre uniquement suivant la direction x de propagation.

La résolution de cette équation parabolique peut être obtenue facilement par la méthode des différences finies, en progressant ligne par ligne du large du rivage. Le schéma de discrétisation utilisé est celui de [Cranck-Nicholson, 1947].

Le modèle parabolique, destiné à simuler la propagation de la houle au large vers la côte, prend en compte les effets de réfraction et de diffraction de la houle autour de la direction principale de propagation des vagues. Son domaine de validité se situe entre celui des modèles de réfraction pure de type curviligne et celui des modèles de type éléments finis qui prennent en compte, en plus, la réflexion de la houle. [Richard et Nadège, 1994].

III.5 Modèle numérique hydrodynamique (MIKE 21-HD)

III.5.1 Description du modèle

Le modèle MIKE 21-HD est un modèle bidimensionnel classique de Saint-Venant, sur un maillage structuré ou non structuré pour les calculs hydrodynamiques. Ce module est utilisé principalement pour simuler de nombreux phénomènes hydrauliques dont , la houle , la marée, les courants induits par le vent et la houle ainsi que les sur-côtes (*Setup*) et les décotes (*Setdown*).

Les courants sont calculés à partir des contraintes de radiation issues du modèle MIKE 21-PMS. Le niveau d'eau aux frontières latérales est modifié localement afin de prendre en compte la surélévation du plan d'eau dans la zone de déferlement. Les gradients de contraintes de radiations vont être à l'origine de la surélévation du plan d'eau dans la zone de déferlement et des courants de dérive littorale. Le module MIKE 21-HD fournit aussi les conditions hydrodynamiques aux autres modules de ce système tel que le Module MIKE 21-ST.

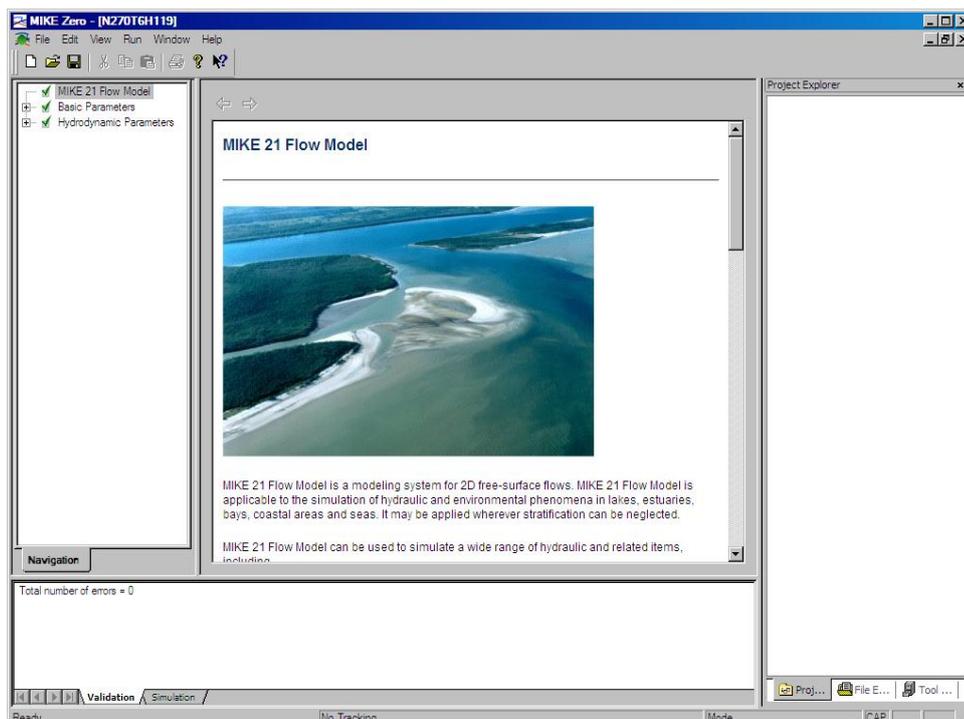


Figure 3.4: Module MIKE 21 Flow Model [DHI, 2007]

Les applications du module MIKE 21-HD sont :

- courants de marées et échanges de volumes d'eau,
- empilements de tempêtes (*storm surge*) et les tsunamis,
- circulations secondaires et les tourbillons,
- seiches et les phénomènes de résonance portuaire,
- onde de rupture de barrages, (phénomènes d'intumescence)

Les niveaux d'eau et le transport de volume sont calculés à chaque cellule rectangulaire d'une grille de calcul couvrant l'aire du domaine d'intérêt. Des modules MIKE 21-HD adaptés à des mailles curvilignes ou en éléments finis sont aussi disponibles. Cette étude a été réalisée à l'aide du module MIKE 21-HD en différences finies. La formulation mathématique du système MIKE 21-HD inclut les paramètres suivantes :

- Les termes non linéaires du mouvement,
- Le cisaillement au fond,
- Le cisaillement du vent en surface,
- Le gradient de pression atmosphérique,
- La force de Coriolis,
- La dispersion du mouvement (e.g. formulation de Smagorinsky),
- Les courants induits par les vagues,
- Les fluctuations des masses et du mouvement,
- L'évaporation,
- Le découverture et le recouvrement des cellules intertidales.

III.5.2 Equations de base

Le modèle MIKE 21-HD simule l'évolution temporelle des courants et niveau d'eau en intégrant les équations de la conservation du mouvement et de la masse intégrées sur l'axe vertical :

Equation de continuité :

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = \frac{\partial d}{\partial t} \quad (3.12)$$

Equation de mouvement suivant l'axe x :

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 h^2} - \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega_q - f_v VV_x + \frac{h}{\rho} \frac{\partial}{\partial x} (p_{atm}) = 0 \quad (3.13)$$

Equation de mouvement suivant l'axe y :

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq \sqrt{p^2 + q^2}}{C'^2 h^2} - \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] + \Omega_p - f_v V V_y + \frac{h}{\rho} \frac{\partial}{\partial xy} (p_{atm}) = 0 \quad (3.14)$$

Où :

t : temps

x, y : coordonnées cartésiennes horizontales

p : densité de flux dans la direction x

q : densité de flux dans la direction y

ζ : niveau de la surface au-dessus du niveau de référence

d : profondeur de l'eau

f_v : Facteur de frottement de vent

g : accélération de la gravité

$\Omega_{p,q}$: Paramètre de Coriolis

h : profondeur d'eau $\zeta - d$

C' ; nombre de frottement de Chezy

V : vitesse du vent

V_x, V_y : vitesses du vent dans les directions x et y

P_{atm} : pression atmosphérique

$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$: Composantes de contrainte de radiation

III.5.3 Résolution numérique de MIKE 21-HD

Les conditions aux frontières ouvertes peuvent être spécifiées soit par un niveau constant ou variable dans l'espace et le temps ou bien par un flux de volume dans une direction spécifiée. Une source et/ou un retrait de masse ou de volume n'importe où dans le domaine peuvent aussi être spécifiés, et une surface initiale du niveau peut être imposée à toute la grille de calcul.

Ces équations sont résolues par des méthodes numériques implicites à différences finies où les variables d, p et q sont définies sur des mailles du type Arakawa [Arakawa, 1966]. Pour éviter les itérations, on utilise la méthode dite à « pas de temps fractionné » combinée avec l'algorithme *implicite de direction alternative* (ADI). La précision du deuxième ordre est assurée par le centrage en temps et en espace de tous les coefficients et dérivées. L'algorithme

ADI implique que les équations sont résolues à chaque pas de temps d'abord en suivant la direction x en utilisant les équations de continuité et de mouvement, puis de la même façon dans la direction y. A titre d'exemple, l'expression de la différence finie de la dérivée par rapport au temps de la densité du flux (débit q par unité de largeur) est exprimée par :

$$\frac{\partial p}{\partial t} \approx \left(\frac{p^{n+1} - p^n}{\Delta t} \right) - \frac{\Delta t^2}{24} \frac{\partial^3 p}{\partial t^3} \quad (3.15)$$

L'équation (3.15) présente un terme de correction du troisième ordre. L'application de la méthode implicite des différences finies conduit à un système d'équations tri-diagonales pour chaque ligne de maille dans le modèle. La solution est obtenue en inversant la matrice tri-diagonale et en utilisant l'algorithme « Double passage » (*double sweep*), une forme rapide et précise de la méthode d'élimination de Gauss. Cette méthode implicite est utilisée dans MIKE 21-HD de telle façon que les problèmes de stabilité sont évités si les données d'entrée sont raisonnables physiquement. Le pas de temps utilisé dans les calculs n'est ainsi limité que par la précision désirée.

III.5.4 Entrées du modèle (*input of model*)

Paramètres de base

- ✓ Domaine du modèle et dimension des mailles
- ✓ Pas de temps et longueur de la simulation
- ✓ Type de résultats désirés et leur fréquence
- ✓ Latitude et orientation du modèle

Bathymétrie

Facteur de calibration

- ✓ Frottement au fond
- ✓ Coefficient de viscosité turbulente
- ✓ Coefficient de frottement du vent

Conditions initiales

- ✓ Niveau initial de la surface de l'eau
- ✓ Densité de flux dans les directions x et y

Conditions aux limites

- ✓ Niveaux d'eau ou taux d'écoulement
- ✓ Direction du courant

Autres forces motrices

- ✓ Vitesse et direction du vent
- ✓ Gradient de pression atmosphérique
- ✓ Débit de source/de drain
- ✓ Tensions de radiations des vagues

III.5.5 Sorties du modèle (*Out put of Model*)

Les résultats calculés par le modèle en fonction de l'espace x,y et du temps sont :

- ✓ Profondeur de l'eau
- ✓ Élévation de la surface
- ✓ Densités des flux
- ✓ Vitesses et direction des courants

III.6 Modèle numérique de transport de sédiments non-cohésifs (MIKE 21-ST)**III.6.1 Description du modèle**

Le module MIKE 21-ST est un modèle numérique qui calcule les taux de transport de sédiments non cohésifs (sable) sur le fond et en suspension sous l'action combinée des courants et des vagues. En raison de la taille des particules de sédiments non uniforme, un paramètre de trie spatial (*grading*) est défini par le modèle :

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^2 \quad (3.16)$$

Les courants qui transportent les sédiments induit par les marées, les vents, les vagues ou leurs actions simultanées. L'effet des vagues déferlantes et non déferlantes est aussi inclus dans le calcul des taux de transport.

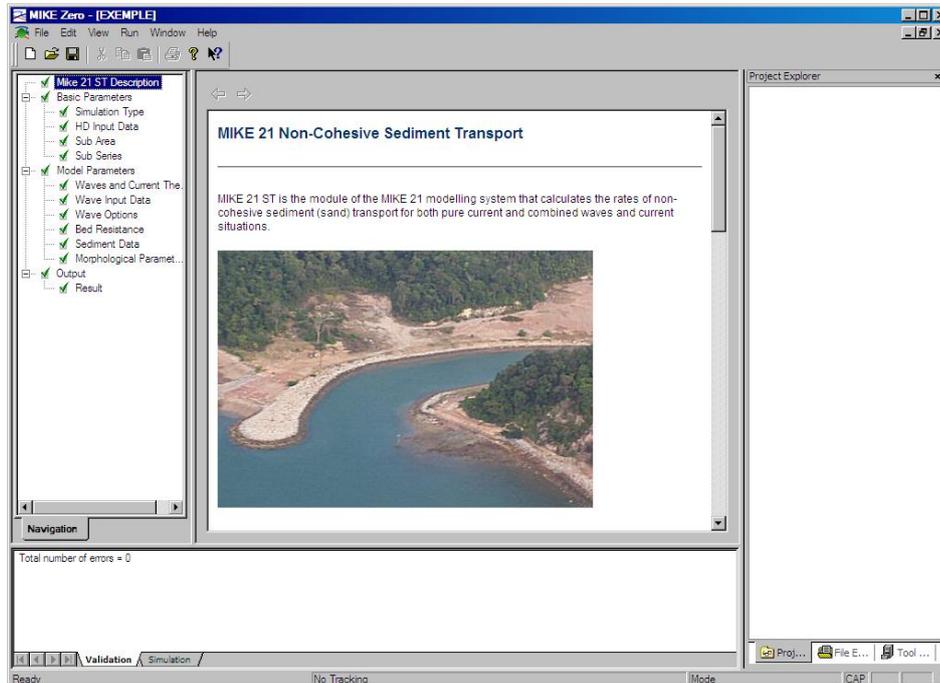


Figure 3.5 : Module MIKE 21-ST (*Non-cohesive sediment transport*) [DHI, 2007]

Le MIKE 21-ST calcule les taux de transport sédimentaire sur une grille rectangulaire couvrant la zone d'intérêt sur la base des données hydrodynamiques résultants de la simulation MIKE 21-HD et des paramètres de houles calculés par MIKE 21-PMS ainsi que les caractéristiques de la couverture sédimentaire des fonds.

III.6.2 Domaines d'applications

MIKE 21-ST peut être appliqué à un large éventail de phénomène de transport sédimentaire y compris la modélisation des champs de transport des sédiments dans la zone littorale, au voisinage de structures côtières sous l'effet combiné de la marée, du vent et de courant de houle induits, dans les estuaires ou régions côtières.

III.6.3 Méthodes de transport sédiment

Deux formulations du transport de sédiment en présence de courants et de vagues sont offertes par le module ST : la formulation stationnaire empirique de **Bijker** [Bijker, 1969] et celle de l'institut hydraulique Danois (DHI) appelée formulation **STP** (*Sediment Transport Program*). Dans notre étude, nous avons opté pour le second modèle. Ce dernier offre à son tour, le calcul du taux de transport de sédiments de deux façons à savoir :

La première méthode est basée sur une approche bidimensionnelle horizontale (2DH) dans laquelle, les taux sont calculés dans la direction du courant moyen, avec une composante transversale résultante de la pente du fond. La deuxième méthode est basée sur une description quasi-tridimensionnelle (Q3D) de l'hydrodynamique et du transport de sédiment

qui décompose le transport dans des directions perpendiculaire et parallèle au courant, et au rivage dans la zone de déferlement des vagues.

La méthode **STP** utilise des valeurs de transport de sédiment interpolées dans une « table de sédiments » avant la simulation à l'aide d'utilitaires de génération de table de sédiment offerts avec le module MIKE 21-ST (*Toolbox_sediments_generation of Q3D sediment tables*).

Les valeurs de transport interpolées au préalable sont utilisées au cours de la simulation numérique et évitent l'effort de calcul additionnel si les mêmes transports doivent être calculés chaque fois que les mêmes paramètres de grains de sable, de vagues et de courants se présentent aux différents pas temporels de calcul.

Les données spatio-temporelles de courants et des vagues requises pour le calcul des taux de transport de sédiments doivent être calculées au préalable par les modules MIKE 21-HD, et le PMS ou autres modèles tel que Modèle elliptique en pente douce (*Elliptic Mild Slope Waves*).

III.6.4 Méthode de STP (*Sediment Transport Program*)

La méthode **STP** est une méthode déterministe de calcul du transport de sédiment non cohésif sous l'effet combiné des courants et des vagues dans l'environnement côtier. Cette méthode dite « *intra-vague* », c'est-à-dire qui décrit la situation de transport instantanée au sein d'une période de vague, permet de tenir compte de l'influence des différences de phases entre l'écoulement, la tension de cisaillement sur le fond et la concentration de sédiment en suspension sur le transport sédimentaire.

La base hydrodynamique du modèle ST repose sur la caractérisation de l'écoulement turbulent dans la couche limite du fond proposée par le modèle de [Fredsoe, 1984]. Dans ce modèle, la tension de cisaillement sur le fond et le profil vertical du coefficient de viscosité turbulente dépendent tout deux de l'interaction non linéaire entre les courants côtiers et les courants près du fond associés aux vagues. Le modèle [Fredsoe, 1984] tient compte des variations temporelles de la tension de cisaillement sur le fond et de la turbulence associée aux vagues dans la couche limite du fond. [Fredsoe, 1984] suppose que le courant à l'extérieur de la couche limite dans son modèle adopte une distribution verticale logarithmique.

Les hauts niveaux de turbulence, associés aux vagues près du fond offrent une résistance accrue aux courants. Cette résistance est paramétrée par un facteur de rugosité apparente, associé aux vagues, supérieur au facteur de rugosité normalement associé au diamètre du grain de sédiment.

Dans l'approche classique 2DH, les profils verticaux du courant dans la colonne d'eau, pris en moyenne sur une période de vague, sont calculés à partir d'un profil logarithmique à l'intérieur et à l'extérieur de la couche limite de vagues. Dans l'approche Q3D, ces profils verticaux moyens sont calculés en intégrant la contrainte du frottement turbulent :

$$\bar{\tau}(z) = \rho \nu_t \left| \frac{\partial \bar{U}}{\partial z} \right| \quad (3.17)$$

Le taux total de transport de sédiments non cohésifs q_t est calculé en ajoutant les taux de transport de sédiments en suspension q_s (*suspension load*) et en charriage de fond q_b (*bed load*).

$$\langle q_t \rangle = \langle q_s \rangle + \langle q_b \rangle \quad (3.18)$$

Chaque taux étant calculé séparément. Les parenthèses $\langle \rangle$ indiquent que ces taux sont pris en moyenne sur la période de la vague.

Le taux de transport q_b est calculé en fonction du nombre sans dimension θ' mettant en rapport la tension de cisaillement au fond:

$$\theta' = \frac{U_f'^2}{(s-1)gD} \quad (3.19)$$

Où

s : étant la densité relative du sédiment,

g : l'accélération de la gravité,

D : diamètre de la taille du grain

U_f' : vitesse instantanée de cisaillement associée à la friction superficielle appelée vitesse de friction (*Skin friction*). Le transport de sédiments au fond répond immédiatement de la tension de cisaillement dans des conditions d'écoulements transitoires, i.e. en présence des vagues.

Le taux de transport de sédiment en suspension instantané q_s est calculé par la relation suivante :

$$\bar{q}_s = \int_0^d \bar{u}'(z,t) c(z,t) dz \quad (3.20)$$

où

t : le temps,

d : profondeur d'eau,

c : concentration de volume du sédiment en suspension

u' : vitesse de l'écoulement combinée des courants et vagues.

La concentration instantanée du sédiment en suspension est obtenue de la résolution de l'équation de diffusion suivante :

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon_a \frac{\partial c}{\partial z} \right) + w_s \frac{\partial c}{\partial z} \quad (3.21)$$

Où ε_a est le coefficient de diffusion du sédiment en suspension et w_s est la vitesse de chute du sédiment en suspension.

La condition limite au fond de l'équation ci haut est donnée en fonction de la concentration du sédiment c_b définie à $z=2d$. Deux formulations pour c_b sont implémentées dans MIKE 21-ST :

(1) La formulation déterministe de [Engelund et Fredsøe, 1976] où c_b est déterminé en fonction de θ' .

$$c_b = \frac{0,65}{(1+1/\lambda)} \quad (3.22)$$

Le coefficient linéaire de concentration est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{\theta' - \theta_c - \frac{\pi P_r \beta_0}{6}}{0,027 s \theta'}} \quad \text{si } \theta' > \theta_c + \frac{\pi P_r \beta_0}{6} \quad (3.23)$$

Où

P_r : probabilité que toutes les particules en une seule couche seront en mouvement

β_0 : coefficient de frottement dynamique.

(2) La formulation empirique est donné par [Zyserman et Fredsøe, 1994] :

$$c_b = \frac{e(\theta' - \theta_c)^n}{\left(1 + \frac{e}{c_m} (\theta' - \theta_c)^n\right)} \quad (3.24)$$

Les paramètres constants e , n , c_b et c_m ont les valeurs suivantes :

$$e = 0,331, n = 1,75, c_m = 0,46, c_b = 0,045$$

Ces deux formulations ne sont valides qu'en conditions d'écoulement en plan qui surviennent lorsque $\theta' > 0,8-1,0$. Pour des valeurs plus petites de $\theta' < 0,8$, le fond sera couvert de rides (*Ripples*) de fond.

L'influence des rides sur le transport de sédiments en suspension est prise en compte dans MIKE 21-ST en modifiant la concentration près du fond c_b , la valeur du coefficient de diffusion turbulente près du fond et la rugosité du fond. Les valeurs modifiées de c_b et ε_a sont basée sur les résultats expérimentaux de [Nielsen, 1979], alors que le coefficient de rugosité

en condition de formation des bores, (petites vagues infra-gravitaires) est calculé selon [Raudkivi, 1988].

La méthode STP convergera graduellement vers une description de fond plat à mesure que la tension de cisaillement ou le courant augmente. La rugosité due à la formation des rides est exprimée par [Raudkivi, 1988] :

$$k_R = \frac{C_3 h_r^2}{\lambda} \quad (3.25)$$

C_3 étant une constante et h_r est la hauteur d'entraînement des rides (*Ripple height*).

Dans la zone de déferlement, une source additionnelle de turbulence résultant de l'intense dissipation d'énergie lors du bris des vagues existera. Ceci est pris en considération par un modèle unidimensionnel tel que décrit par [Deigaards *et al*, 1986].

La viscosité turbulente totale instantanée est calculée en additionnant les trois contributions au niveau de l'énergie:

$$v_t^2 = v_c^2 + v_{bl}^2 + v_{br}^2 \quad (3.26)$$

Où :

v_t est la viscosité turbulente totale instantanée, v_c la viscosité turbulente dans la couche limite du fond, v_{bl} la viscosité turbulente à cause du courant moyenne et v_{br} la viscosité turbulente en raison de déferlement des vagues.

Pour des vagues irrégulières, la coexistence de vagues se brisant et déjà brisée sur cette source de turbulence est prise en compte en supposant l'existence d'une vague déferlante équivalente. Cette vague équivalente a une hauteur H_m égale à la hauteur maximale permise pour une vague de période T avant qu'elle ne déferle à la profondeur locale d , selon la formulation de [Battjes et Janssen, 1978] :

$$H_m = \gamma_1 k^{-1} \tanh(\gamma_2 k^{-1} d / \gamma_1) \quad (3.27)$$

Où, k est le nombre d'onde, d est la profondeur de l'eau locale, γ_1 et γ_2 sont les longueurs d'onde et les paramètres de rupture. γ_1 Contrôle la pente des vagues, tandis que γ_2 contrôle le rapport hauteur-profondeur. La période de cette vague équivalente, appelée aussi période de dissipation T_{diss} définie par :

$$T_{diss} = \frac{T}{Q_b} \quad (3.28)$$

Où: Q_b est la fraction des vagues qui se brisent à cet endroit.

Finalement, l'effet du facteur σ_g , du trie sur le transport total de sédiments est pris en compte selon un critère d'entraînement des sédiments du fond vers le haut, selon la méthode décrite par [Zyserman et Fredsøe, 1996].

III.7 LITPROF

III.7.1 Description du module

Le LITPROF c'est un module *cross-shore* du modèle LITPACK, il calcule le taux de transport des sédiments en résolvant l'équation de diffusion verticale des sédiments en régime turbulent reliant la concentration des sédiments et le vecteur de diffusion. Le module LITSTP doit être lancé avant toute simulation, il fournit le à LITPROF une matrice pour calculer ce taux de transport.

LITPROF prend en considération les effets suivants:

- La variation de la hauteur des vagues liée au changement de profondeur (*Shoaling of waves*).
- Déferlement de la houle (*Breaking waves*).
- Transport, y compris les effets de ressac, le ruissellement et la pente du lit.
- Structures (submergée brise-lames et / ou revêtement).

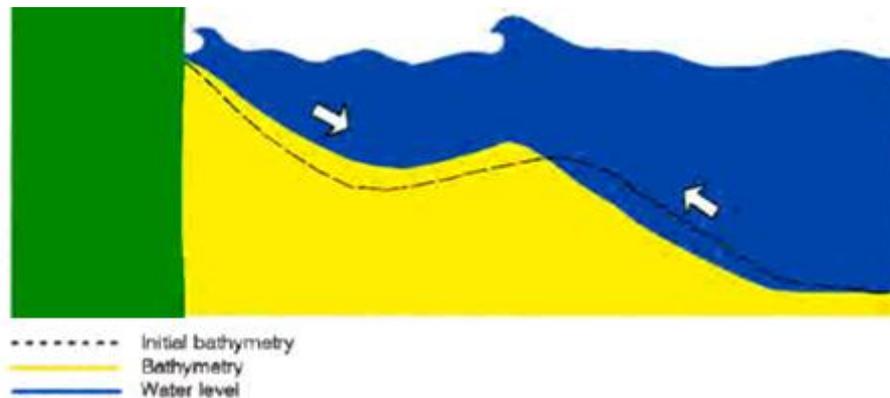


Figure 3.6: Module de l'évolution du profil des plages par le code LITPROF [DHI, 2007]

III.7.2 Domaines d'application

Le LITPROF peut être utilisé pour étudier l'établissement du profil pendant une tempête et la réponse du rechargement de la plage à des conditions de tempête. En outre, une enveloppe de profil pour différentes conditions de houle peuvent être obtenus, et forment la base pour l'estimation des profondeurs d'enfouissement de pipelines.

III.7.3 Equations de base

La table de transport des sédiments basé sur des calculs STP sont utilise comme la base pour le module morphologique [Hedegaed *et al*, 1988], décrivant l'évolution du profil côtier. Le changement de niveau du lit est décrit par l'équation de continuité pour les sédiments:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{1}{1-n} \frac{\partial q_s}{\partial x} \quad (3.29)$$

Une condition aux limites, est que le transport des sédiments est nul à la côte.

Le modèle morphologique ne peut être basé directement sur les taux de transport des sédiments calculés à partir des paramètres de la houle, parce qu'il n'est pas physiquement correct de s'attendre, à une réponse immédiate et locale du transport des sédiments aux différentes conditions hydrodynamiques [Roelvink et Stive, 1988]. Aujourd'hui, il n'existe aucune théorie qui peut décrire la variation réelle de la section transversale (*Cross-shore*) du transport des sédiments, et une transformation heuristique du transport de sédiments calculés à partir des conditions locales a été appliquée. Reflète la transformation que la circulation actuelle ne s'adapte pas immédiatement aux forces motrices, mais se développe vers le rivage progressivement. Le maximum du transport des sédiments est donc déplacé en rapport au maximum des forces motrices. La transformation, conduire le transport des sédiments, q_{sl} , utilisé pour la modélisation de profil, est exprimée en fonction de l'équation suivante:

$$\frac{\partial q_{sl}}{\partial x} = \frac{q_s - q_{sl}}{L} \quad (3.30)$$

III .7.4 Solution technique

Les équations sont résolues en utilisant des techniques de différences finies avec des variables définies sur une grille spatiale décalée aux équidistantes horizontales.

III .7.5 Les données de base

Les données de base nécessaires pour le module LITPROF sont les suivantes:

- Profil de la section transversale (cross-shore) à partir de levé bathymétrique.
- La série de temps arbitraire de la hauteur des vagues et le niveau d'eau.
- La base des données des taux de transport.

III .7.6 Etat de sortie

Les principaux résultats de LITPROF sont les suivants:

- Le profil de réponse à diverses conditions.
- Le profil de réponse à des structures.
- Le profil d'enveloppe.

III.8 Conclusion

La modélisation numérique de systèmes hydro-sédimentaire par le code de calcul MIKE 21 a été étudié par quatre (04) modules parfaitement complémentaires, deux modules concerne l'hydrodynamique et l'étude en zone de shoaling de la houle MIKE 21-SW et MIKE 21-PMS, un module nous renseigne sur la courantologie MIKE 21-HD, et qui peuvent être intégrés à un module qui calcul le transport sédimentaire des matériaux non cohésifs MIKE 21-ST.

- Le MIKE21-SW module d'ensemble étudie la réfraction en zone profonde $d \geq 20$ m.
- Le MIKE 21-PMS module de détail étudie la réfraction en zone peu profonde < 20 m.
- Le MIKE 21-HD c'est un module qui étudie la vitesse de courant, la surface d'élévation, les flux, les profondeurs d'eau.
- Le MIKE 21-ST étudie le taux de flux sédimentaire.

L'étude de l'évolution de profil de la plage pendant des tempêtes données et dans le cas d'un profil composé des matériaux non cohésifs est effectué par un code de calcul de LITPACK (LITPROF), qui permet de donner un profil de réponse selon les conditions et les paramètres de la houle, ainsi que la période de la tempête pour une période d'agitation.

Dans ce chapitre nous avons détaillé une description générale, les domaines d'application, les équations de base de chaque module utilisé, ainsi que les données nécessaires et les résultats qui sont fournis à l'utilisateur des différents modules.

CHAPITRE IV

MODELISATION NUMERIQUE D'UN SYSTEME HYDRO-SEDIMENTAIRE EN MILIEU COTIER

IV.1 Introduction

Il existe plusieurs méthodes pour décrire les problèmes en milieux continus de façon discrète comme par exemple les approximations par différences finies [DF], volumes finis [VF], éléments finis [EF]. Dans nos cas d'étude, nous allons faire une simulation numérique avec le logiciel MIKE 21. Ce dernier est composé de plusieurs programmes ou routines numériques, qui sont à la base de deux approximations suivantes : [DF], [VF], tels que.

- Le module MIKE 21-SW basé sur la méthode de volume finie [VF].
- Le module MIKE 21-PMS basé sur la méthode de Crank-Nicholson
- Le module hydrodynamique MIKE 21-HD basé sur la méthode de différence finie [DF].
- Le module des sédiments non cohésifs MIKE 21-ST basé sur la méthode de STP

IV.2 Principes de la modélisation

La Modélisation numérique consiste à transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques en utilisant une simple approximation sur les variables inconnues.

Les différentes méthodes de discrétisation sont caractérisées par :

- Complexité de la modélisation et son implémentation.
- Méthode eulérienne ou lagrangienne.
- Base mathématique et physique.
- Précision numérique.
- Champs d'application (fluides, structure, mathématique, physique, ...).
- Type du maillage nécessaire (structuré, non structuré, sans maillage, ...).

La réalisation d'une simulation pour les méthodes classiques passe par l'étape clé, le maillage d'une géométrie, qui est le support sur lequel s'appuient les méthodes numériques visant à modéliser un problème physique.

IV.3 Notion de maillage

IV.3.1 Nœuds et éléments

La modélisation numérique repose sur la reformulation des équations de conservation sur des éléments ou mailles. Associés à ces éléments, nous retrouvons les nœuds de discrétisation, c'est-à-dire les points de résolution des équations discrètes. Ceux-ci peuvent être aussi bien placés aux

sommets des éléments qu'en leur centre ou encore sur les faces, selon la méthode de discrétisation utilisée, (figure 4.1).

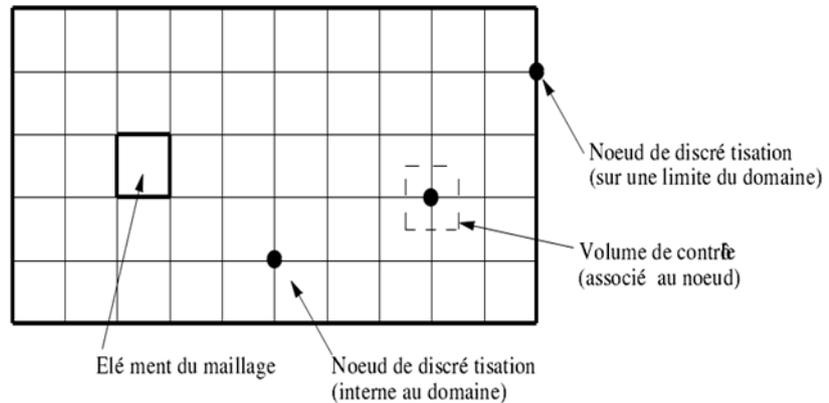


Figure 4.1 : Illustration de la notion de maillage [Romé, 2006]

IV.3.2 Géométrie et topologie

Nous faisons la divergence entre la géométrie qui caractérise la forme du domaine et la topologie qui est le résultat du découpage spatial du domaine sur lequel s'appuie le maillage. La topologie est donc une classification des objets de type segments, faces, etc. Nous distinguons plusieurs types de maillages, définis par le nombre de nœuds associés à chaque élément (Figure 4.2) et par le nombre de liaisons pour chaque nœud [Romé, 2006].

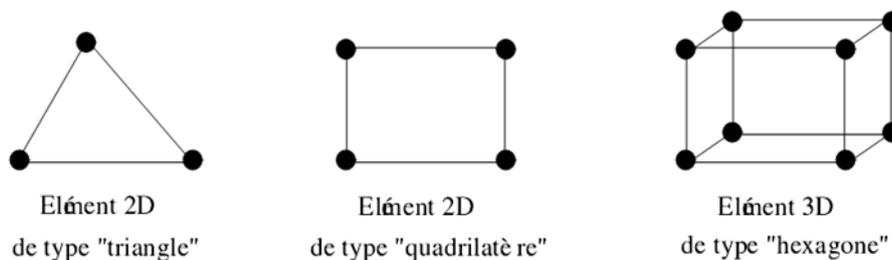
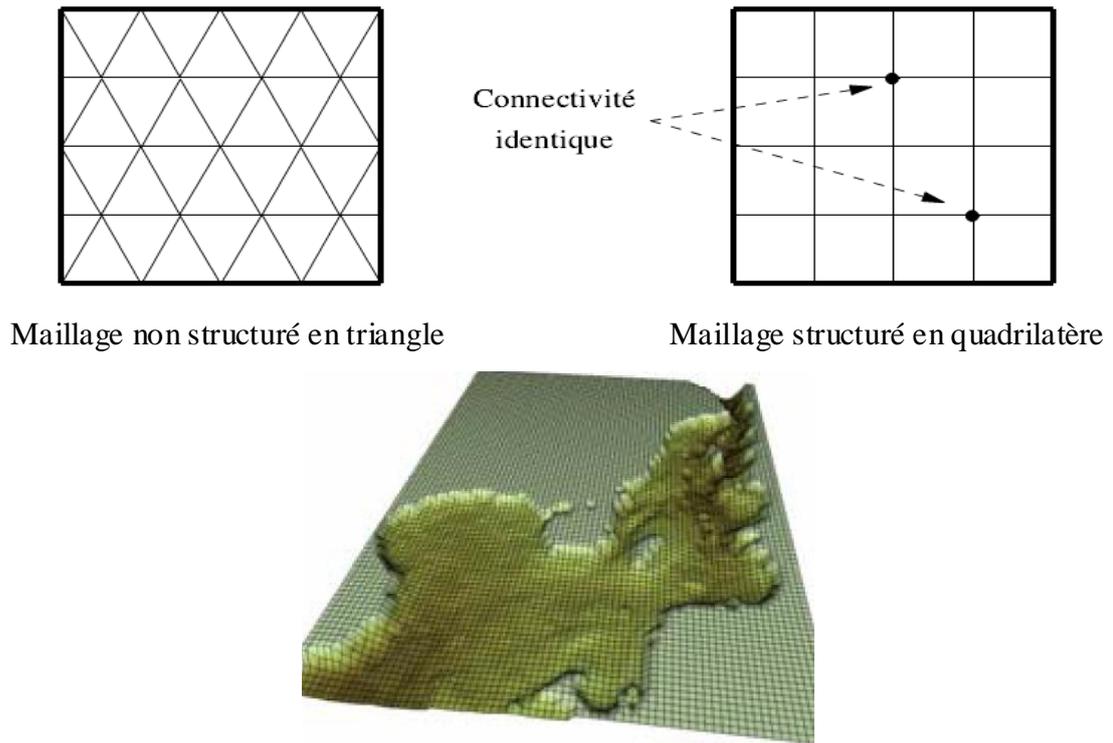


Figure 4.2 : Quelques types d'éléments de maillage

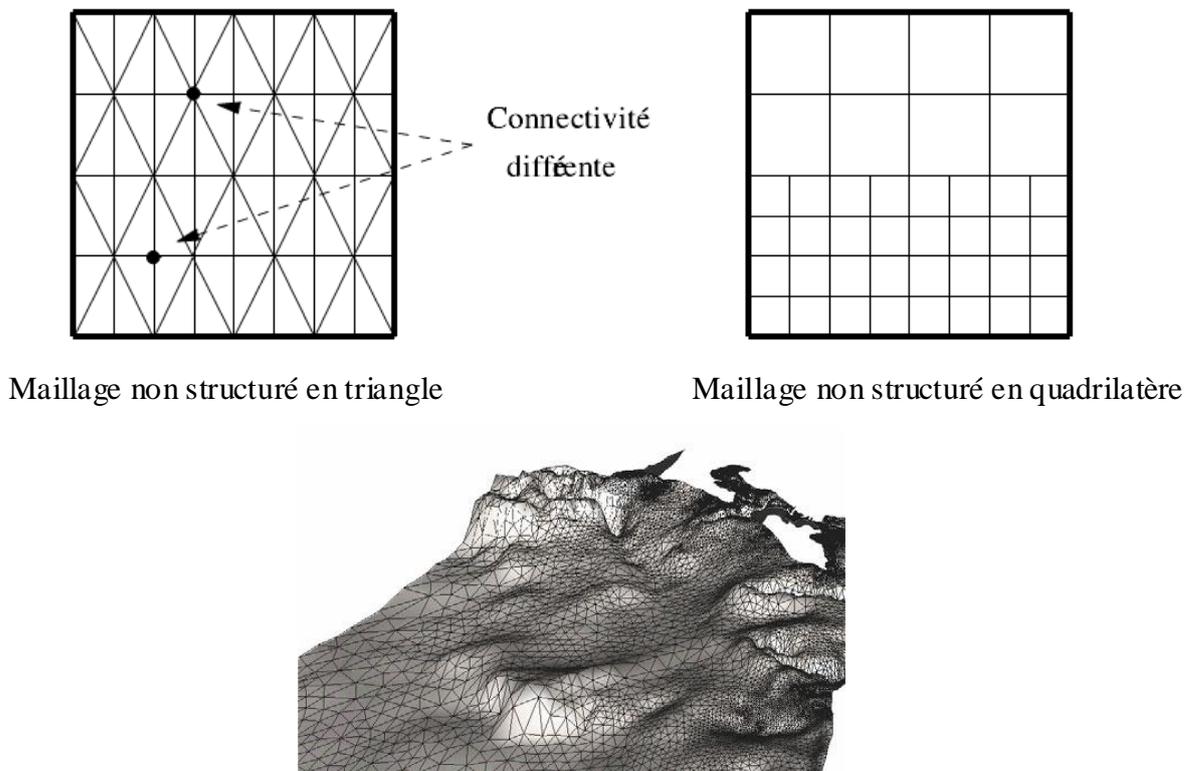
IV.3.3 Connectivité

La connectivité décrit les liaisons entre les sommets des éléments. On parle de maillage structuré si les nœuds de même type (dans le domaine, sur une limite ou sur un coin) ont toujours le même nombre de nœuds voisins, ou sont associés au même nombre d'éléments. La connectivité associée à ces nœuds est alors toujours de même type. Dans le cas d'un maillage non-structuré, la connectivité est de type quelconque, et le nombre de voisins de chaque nœud diffère localement (Figure 4.3 et 4.4).



Maillages structurées [composé d'éléments triangulaires] [DHI, 2007]

Figure 4.3 : Exemples d'un maillage structuré



Maillage non structuré [composé d'éléments triangulaires]

Figure 4.4 : Exemples de maillages non structuré [DHI, 2007]

Le principal avantage des maillages structurés est une connaissance complète et immédiate du voisinage de chaque point de discrétisation. En effet, le nombre de nœuds est constant dans chaque direction de maillage.

La connaissance des indices d'un nœud en donne la position relative dans la grille. Cet avantage se trouve être aussi son principal inconvénient car les maillages structurés ne sont pas adaptés à tous les types de géométrie.

IV.3.4 Orthogonalité

On parle du maillage orthogonal lorsque les lignes de maillages sont localement orthogonales entre elles. Cette notion inclut donc les grilles de type polaire en 2D (par exemple un anneau) ou cylindrique en 3D (cylindre creux). L'orthogonalité d'un maillage est très contraignante pour l'approximation d'une géométrie. Il est par exemple impossible de construire une grille orthogonale sur un disque (Figure 4.5). Le nœud au centre du disque ou les nœuds du rayon externe sont non structurés.

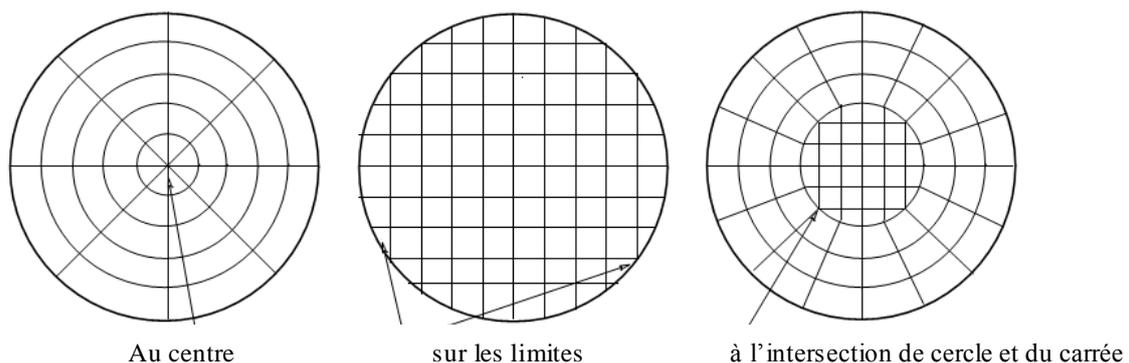


Figure 4.5 : Maillage sur un disque (Maillage non structuré localement) [Romé, 2006]

IV.3.5 Monobloc et multibloc

Il existe de nombreux codes industriels de génération automatique de maillage à partir de topologies plus ou moins complexes. Dans la majorité des processus industriels, les géométries utilisées sont complexes et leurs traitements génèrent de nombreuses difficultés, à la fois techniques et numériques. La mise en place du maillage est parfois délicate et peut conduire à une résolution insuffisante ou à une qualité de maillage médiocre.

Lorsque la géométrie est représentée par une grille unique, le terme de maillage monobloc est utilisé. Dans le cas contraire, on parle de maillage multi bloc, composé alors de plusieurs grilles monoblocs.

IV.3.6 Conforme et non-conforme

La définition de la conformité d'un maillage multibloc est plus complexe à appréhender. Nous adopterons la définition suivante : «un maillage est dit conforme si quelle que soit la ligne de maillage, elle est continue au passage de l'interface entre les blocs » (Figure 4.6 (a)). Dans ce cas, s'il n'y a pas de recouvrement, chaque nœud situé sur une interface appartient aux différents blocs le constituant. La connectique d'un nœud de l'interface est alors de type structuré. Un maillage non-conforme sera donc un maillage dont les lignes sont interrompues à l'interface (Figure 4.6 (b)). Les nœuds situés aux interfaces non-conformes conduisent à un maillage localement non-structuré. Cette configuration est couramment appelée maillage structuré par bloc.

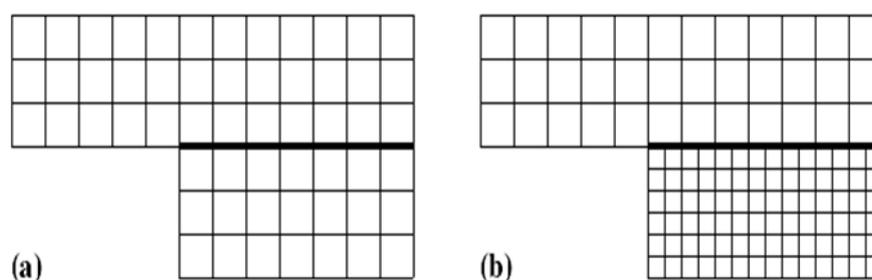


Figure 4.6 : Exemples de grilles *multiblocs* : (a) cas conforme; (b) cas non-conforme [Romé, 2006].

IV.3.7 Blocs et groupes

Nous définissons les termes de groupes et de blocs comme suit: un bloc est une surface ou un volume en 3D) qui peut être assimilée à un rectangle (ou à un parallélépipède). L'ensemble des surfaces conformes entre elle est appelé groupe. Ainsi, le passage d'un bloc à l'autre peut être conforme et se faire par une ligne commune en 2D dont les nœuds coïncident totalement. Deux groupes sont toujours non-conformes, soit en raison de la non-coïncidence des nœuds sur les lignes ou faces de contact, soit à cause d'un recouvrement de l'un sur l'autre avec des lignes de maillages différentes. L'utilisation du terme «multibloc conforme» concerne les maillages dont les blocs sont tous conformes entre eux. Il n'y a alors qu'un seul groupe de blocs. [Romé, 2006].

IV.4 Méthode des différences finies

La méthode des différences finies consiste à remplacer les dérivées apparaissant dans le problème continu par des différences divisées ou combinaisons de valeurs ponctuelles de la fonction en nombre finie de points discrets ou nœuds de maillage.

- **Avantages** : grande simplicité d'écriture et faible coûts de calcul.
- **Inconvénients** : limitation de la géométrie des domaines de calculs, difficultés de prise en compte des conditions aux limites et en général absence de résultats de majoration d'erreurs.

La figure 4.7 illustre le principe de base de la méthode de différences finies.

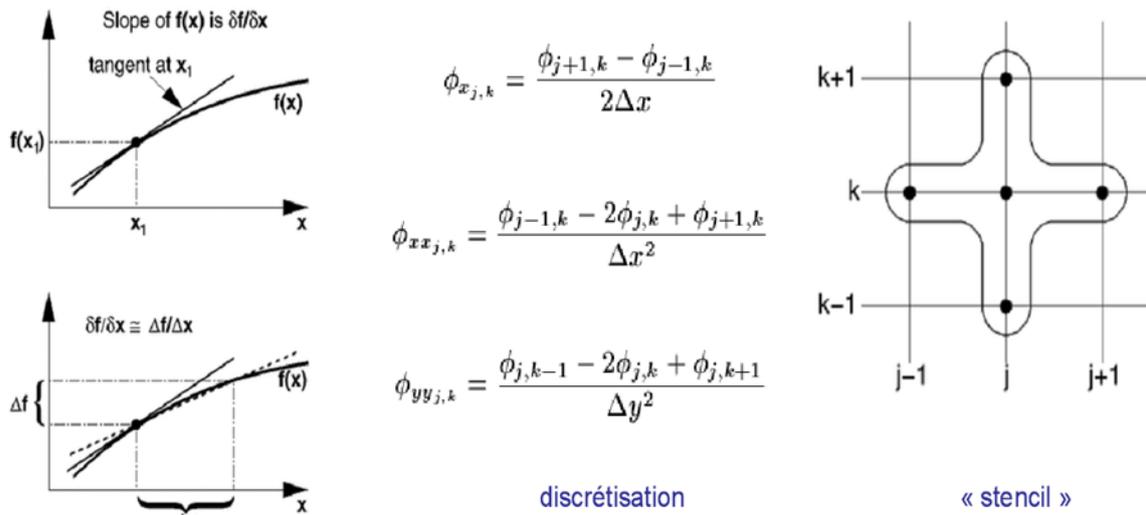


Figure 4.7 : Conception de base des différences finies [Romé, 2006].

IV.4.1 Caractéristiques

- La méthode la plus ancienne (Euler 18^{ème} siècle).
- Méthode eulérienne.
- La plus simple conceptuellement.
- Basée sur une forme différentielle des équations.
- Expansion des dérivées en série de polynômes (série de Taylor).
- Utilise un maillage structuré.
- Les quantités physiques sont définies aux nœuds du maillage.
- Transformation des coordonnées nécessaires pour des domaines complexes.
- «Méthode de préférence» des physiciens.

IV.4.2 Utilisation de différences finies

- Utilisation répandue due à sa simplicité, par exemple, dans les domaines de la physique et de l'ingénierie.
- En raison de sa facilité d'implémentation, utilisée dans les logiciels, pour la résolution des systèmes d'équations simples.

En mécanique des fluides

- ✓ Utilisée par exemple pour la résolution : des équations de la couche limite.
- ✓ Des équations de Navier-Stokes parabolisée (équations paraboliques \Rightarrow méthode de marche).
- ✓ En générale, n'est pas utilisée pour la résolution des équations de Navier-Stokes (sauf pour des logiciels spéciaux basés sur les équations simplifiées) [Mark L, 2006].

IV.5 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis consiste à approcher, dans un sous-espace de la dimension finie, un problème écrit sous forme variable (comme minimisation de l'énergie, en général) dans un espace de dimension infinie. La solution approchée est dans ce cas une fonction déterminée par un nombre finie de paramètres comme, par exemple, ses valeurs en certains points (les nœuds de maillage).

- **Avantage** : traitement possible de géométries complexes, détermination plus naturelle des conditions aux limites, possibilité de démonstrations mathématiques de convergence et de majoration d'erreurs.
- **Inconvénients** : complexité de mise en œuvre et cout en temps de calcul et en mémoire.

IV.5.1 Principe des éléments finis

- Recherche solution d'une forme intégrale des équations.
- Fonction de base :

$$u_h(x) = \sum_{j=1}^N u_j Q_j(x)$$

Où, Q_j sont des polynômes de degré base (ex. P_1 utilise polynôme de degré 0 et 1).

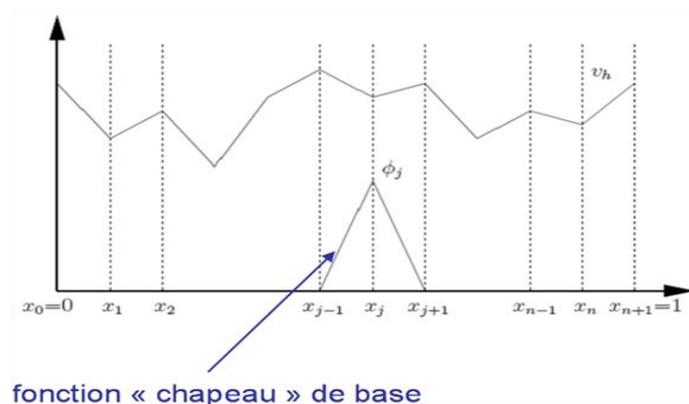


Figure 4.8 : Exemple 1D (espace d'éléments finis P_1)

IV.5.2 Caractéristiques

- Première utilisation par Courant en 1942.

- Fondements solides au niveau mathématique.
- Méthode eulérienne.
- Basée sur une forme intégrale des équations.
- Utilise un maillage non structuré.
- Peut traiter des domaines complexes.
- «Méthode de préférence» des mathématiciens.

IV.5.3 Utilisation des éléments finis

- Utilisation répandue dans plusieurs domaines, par exemple, en mathématique, en MDF et en Génie civil.
- Calcul de structure (des contraintes et des déplacements).
- Calcul électromécanique ...

En mécanique des fluides

- ✓ Utilisée souvent pour la résolution des équations de Navier-Stokes.
- ✓ Méthode flexible (modèle géométrique et physique).
- ✓ Utilisée dans certains logiciels commerciaux

IV.6 Méthode des volumes finis

La méthode des volumes finis intègre, sur des volumes élémentaires de forme simple, les équations écrites sous forme de loi de conservation. Elle fournit ainsi de manière naturelle des formulations discrètes conservatives et particulièrement adaptée aux équations de la mécanique des fluides : équation de conservation de la masse, équation de conservation de la quantité de mouvement, et l'équation de conservation de l'énergie.

Sa mise en œuvre est simple si les volumes élémentaires sont des rectangles (ou des parallélépipèdes rectangles en dimension 3. Cependant, la méthode des volumes finis permet d'utiliser des volumes élémentaires de forme quelconque, donc de traiter des géométries complexes, ce qui est un avantage sur les différences finies. Il existe une grande variété de méthodes selon le choix de la géométrie des volumes élémentaires et des formules de calcul des flux. Par contre, on dispose de peu de résultats théoriques de convergence.

IV.6.1 Principe des volumes finis

- ✓ Conservation des flux entrant et sortant :

$$\frac{d}{dt} \int_{s_h} U ds = - \int_{\Gamma_h} H n d\Gamma + \int_{s_h} Q ds$$

- ✓ Appliquée au domaine élémentaire :

$$s_h \frac{du_h}{dt} = -\sum_{k=1}^{k=4} H_k + s_h Q_h$$

$$s_h \frac{du_h}{dt} = -\sum_{k=1}^{k=4} H_k + s_h Q_h$$

$$H_k = \int_{\Gamma_{h,k}} H n d\Gamma$$

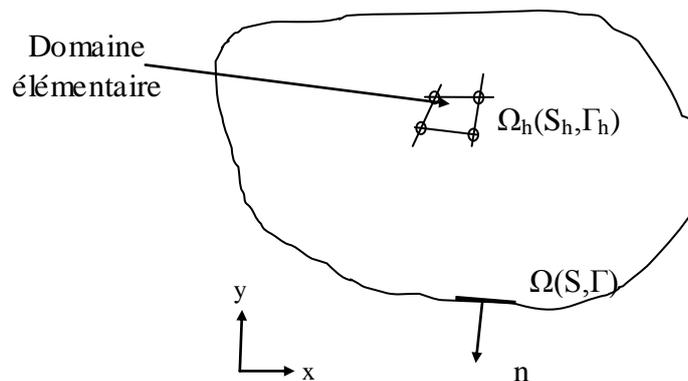


Figure 4.9 : Volume finis appliquée au domaine élémentaire [Romé, 2006]

IV.6.2 Caractéristiques

- Introduite en mécanique des fluides au début des années 1970.
- Basée sur des concepts physiques.
- Méthode eulérienne.
- Dérivée directement de la forme intégrale des lois de conservation.
- Utilise un maillage structuré, structuré par blocs ou non structuré.
- Peut traiter des domaines complexes.
- Les quantités physiques sont définies
 - aux nœuds du maillage
 - au centre de cellules
 - combinaison des deux
- «méthode de préférence» des ingénieurs.

IV.6.3 Utilisation de volumes finis

- Utilisation répandue dans plusieurs domaines, par exemple, en mécanique des fluides et en physique.
- Calcul géophysique (onde sismique).
- Calcul électromagnétique.
- Calcul de chimie physique (croissance des cristaux)

En mécanique des fluides

- ✓ Utilisée très souvent pour la résolution des équations de Navier-Stokes.
- ✓ Utilisée par les principaux logiciels commerciaux

IV.7 Modèle numérique spectral waves (MIKE 21-SW)

Le **MIKE 21-SW** est un module très important dans le calcul de réfraction dans la zone profonde, ce module utilise un type de maillage non structuré (composé d'éléments triangulaires) pour la résolution par la méthode des volumes finis [VF].

IV.7.1 Mise en œuvre numérique

a) Discrétisation de l'espace

La discrétisation dans l'espace géographique et spectral est effectuée en utilisant les principes de base sur la méthode des volumes finis [VF]. Le domaine géographique est basé sur un maillage non structuré. Le domaine de l'espace est discrétisé par la subdivision du continuum en des éléments non imbriqués. Ces éléments peuvent être arbitrairement de forme polygonale, tandis que, dans cette partie les polygones sont considérés comme des triangles. La densité de l'action de la houle, $N(\vec{x}, \sigma, \theta)$ est représentée comme une constante par chaque partie sur les éléments, et placée dans les centres géométriques (Figure 4.1).

Dans l'espace de fréquence, la discrétisation logarithmique est utilisée comme suite :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \quad \sigma_l = f_\sigma \sigma_{l-1} \quad \Delta\sigma_l = \sigma_{l+1} - \sigma_{l-1} \quad l = 2, N_\sigma \quad (4.1)$$

Où, f_σ est un facteur donné, σ_{\min} est la fréquence angulaire discrète minimum et N_σ c'est le nombre discret de fréquences.

Dans l'espace directionnel, la discrétisation équidistante est utilisée comme suite:

$$\theta_m = (m-1)\Delta\theta \quad \Delta\theta_m = 2\pi / N_\theta \quad m = 1, N_\theta \quad (4.2)$$

Où N_θ est le nombre discret des directions. L'action de la densité est représentée comme constante par partie sur les intervalles discret $\Delta\sigma_l$ et $\Delta\theta_m$, dans la fréquence et de l'espace directionnel.

Après l'intégration de l'équation de base (3.4) (expliqué dans le chapitre 3) sur une surface A_i d'un élément d'ordre i , l'incrément de la fréquence et la direction $\Delta\sigma_l, \Delta\theta_m$ respectivement sont données par l'équation suivante :

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Delta\theta_m} \int_{\Delta\sigma_l} \int_{A_i} N d\Omega d\sigma d\theta - \int_{\Delta\theta_m} \int_{\Delta\sigma_l} \int_{A_i} \frac{S}{\sigma} N d\Omega d\sigma d\theta = \int_{\Delta\theta_m} \int_{\Delta\sigma_l} \int_{A_i} \nabla(\vec{F}) d\Omega d\sigma d\theta \quad (4.3)$$

Où Ω est une variable d'intégration définie sur la surface A_i , et $\vec{F} = (F_x, F_y, F_\sigma, F_\theta) = \vec{v}N$ le flux convecteur (*convective flux*). Les intégrales de volume sur le côté gauche de l'équation (4.3) sont approchées par un point de règle quadrature. En utilisant le théorème de la divergence, l'intégrale

de volume sur le coté droit de l'équation (4.3) peut être remplacé par l'intégral du volume sur la frontière dans l'espace \vec{x}, σ, θ et ces intégrales sont évaluées à l'aide d'une règle de quadrature de point médiane. D'où l'équation (4.3) peut être écrite comme suite:

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_{i,l,m}}{\partial t} = & -\frac{1}{A_i} \left[\sum_{p=1}^{NE} (F_n)_{p,l,m} \Delta l_p \right] - \frac{1}{\Delta \sigma_l} \left[(F_\sigma)_{i,l+1/2,m} - (F_\sigma)_{i,l-1/2,m} \right] \\ & - \frac{1}{\Delta \theta_m} \left[(F_\theta)_{i,l+1/2,m} - (F_\theta)_{i,l-1/2,m} \right] + \frac{S_{i,l,m}}{\sigma_l} \end{aligned} \quad (4.4)$$

Où, NE est le nombre total des cotés (*edges*) dans une cellule (NE = 3 pour les triangles).

$(F_n)_{p,l,m} = (F_x n_x + F_y n_y)_{p,l,m}$ est le flux normal à travers une cotée p dans l'espace géographique avec une longueur Δl_p . $\vec{n} = (n_x, n_y)$ c'est le vecteur normal à la frontière dans l'espace géographique. $(F_\sigma)_{i,l+1/2,m}$ et $(F_\theta)_{i,l,m+1/2}$ sont les flux à travers la face dont la fréquence et la direction de l'espace, sont respectivement :

Le flux convecteur est dérivé en utilisant le schéma de premier ordre vers le haut de révolution (*up winding*).

Dans l'espace géographique, le flux normal à une cotée entre l'élément i et j est donné par l'équation suivante:

$$F_n = c_n \left(\left(\frac{1}{2} (N_i + N_j) \right) - \frac{1}{2} \frac{c_n}{|c_n|} (N_i - N_j) \right) \quad (4.5)$$

Où c_n est la vitesse de propagation normale à la face de cellule:

$$c_n = 1/2(\vec{c}_i + \vec{c}_j) \cdot \vec{n} \quad (4.6)$$

La diffusion numérique a été introduite à l'aide les schémas de premier ordre vers le haut de révolution peuvent être importantes, voir, par exemple [Tolman, 1992]. Dans les petites applications en domaine côtier et l'application dominée par le vent local, la précision obtenue en utilisant ces schémas est considérée comme suffisante. Toutefois, pour le cas de la propagation de la houle sur de longues distances, les schémas vers haut de révolution d'ordre supérieur peuvent être appliqués.

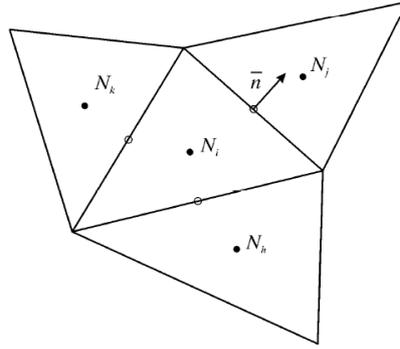


Figure 4.10: • Point centré Milieu des cotés

B) Temps d'intégration

L'intégration en fonction du temps est basée sur une approche à pas fractionnaire. Premièrement, un pas de propagation est effectuée par un calcul de solution approchée N^* au nouveau temps du niveau $(n+1)$, en résolvant l'équation (3.4 expliquée dans le chapitre 3) sans les termes sources. D'autre part, un pas de source des termes est effectué, le calcul de nouvelle solution N^{n+1} de l'estimation de la solution en tenant compte seulement de l'effet des termes source.

• Pas de propagation

Le mode généré par le pas de propagation est effectué par un schéma explicite d'Euler:

$$N_{i,l,m}^* = N_{i,l,m}^n + \Delta t \left(\frac{\partial N_{i,l,m}}{\partial t} \right)^n \quad (4.7)$$

Où, $(\partial N_{i,l,m} / \partial t)^n$ est donné par l'équation (4.4) avec $S_{i,l,m} = 0$ et Δt est à un pas de temps global. Pour surmonter la restriction important de stabilité, le schéma d'intégration multi-séquence est employé suite à l'idée de [Vilsmeier et Hanel, 1995]. Ici, le pas du temps maximum est augmenté en utilisant un ordre des pas d'intégration, où le nombre des pas peut varier d'un élément à l'autre. En utilisant le schéma explicite d'Euler, le pas de temps est limité par la condition CFL (*CFL number*) qui est indiqué par la relation suivante:

$$Cr_{i,l,m} = \left| C_x \frac{\Delta t}{\Delta x_i} \right| + \left| C_y \frac{\Delta t}{\Delta y_i} \right| + \left| C_\sigma \frac{\Delta t}{\Delta \sigma_l} \right| + \left| C_\theta \frac{\Delta t}{\Delta \theta_m} \right| < 1 \quad (4.8)$$

Où $Cr_{i,l,m}$ est le nombre du courant, Δx_i et Δy_i c'est l'échelle caractéristique de longueur dans les directions x et y pour un élément d'ordre i. Le nombre du courant local maximum, $Cr_{\max,i}$ est déterminée pour chaque élément dans l'espace géographique, et pour le pas de temps local maximum, $\Delta t_{\max,i}$, pour l'élément d'ordre i est donné par:

$$\Delta t_{\max,i} = \Delta t / Cr_{\max,i} \quad (4.9)$$

Pour assurer la précision dans le temps, les niveaux intermédiaires doivent être synchronisés. Par conséquent, la fraction f'_g , du pas de temps local, au pas de temps global est choisie en tant que puissances de 1/2.

$$f'_g = \left(\frac{1}{2}\right)^{g-1}, g = 1, 2, 3, \dots \quad (4.10)$$

Le pas de temps local Δt_i est déterminé de sorte que le pas de temps ait une valeur maximale de l'indice du niveau, g, pour lequel :

$$\Delta t_i f'_g < \Delta t_{\max, i} \quad (4.11)$$

Le calcul est effectué en utilisant une conception de groupe, les groupes d'éléments sont identifiés par leur index, g. Le calcul de vitesse en utilisant l'intégration multi-séquence comparé à la méthode standard d'Euler, augmente avec un nombre croissant des groupes. Toutefois, pour obtenir des résultats précis dans le temps, le nombre maximal de groupes doit être limité. Dans le présent travail, le nombre maximum des niveaux est de 32.

- **Pas de terme source**

Le pas de terme source est effectué en utilisant une méthode implicite :

$$N_{i,l,m}^{n+1} = N_{i,l,m}^{n+1} + \Delta t \left[\frac{(1 - \alpha_*) S_{i,l,m}^* + \alpha_* S_{i,l,m}^{n+1}}{\sigma_1} \right] \quad (4.12)$$

Où α_* est un coefficient de pondération qui détermine le type de méthode différence finie.

A l'aide d'une série de Taylor approximative S^{n+1} et en supposant que les termes hors diagonale dans la dérivée fonctionnelle $\partial S / \partial E$ d'être négligeables tels que la partie diagonale $\partial S_{i,l,m} / \partial E_{i,l,m} = \gamma_*$, l'équation (4.12) peut être simplifié comme suit:

$$N_{i,l,m}^{n+1} = N_{i,l,m}^n + \frac{(S_{i,l,m}^* / \sigma_1) \Delta t}{(1 - \alpha_* \gamma_* \Delta t)} \quad (4.13)$$

Pour les vagues croissantes ($\gamma_* > 0$), un des différences avant explicite est utilisée ($\alpha_* = 0$), tandis que pour les vagues en décomposition ($\gamma_* < 0$), une différence arrière implicite ($\alpha_* = 0$) est appliquée.

Surtout pour des petits efforts, des problèmes de stabilité peuvent se produire. Par conséquent, un limiteur sur l'incrément maximal de l'énergie spectrale entre deux pas de temps successifs est présenté. Le limiteur proposé par [Hersbach et Janssen, 1999] est appliquée par :

$$\Delta N_{\max} = \frac{3,10^{-7}}{(2\pi)^3} g \sqrt[4]{V_*} \sigma_1^{-4} \sigma_{\max} \Delta t \quad (4.14)$$

Où σ_{\max} est la fréquence maximum discret et \bar{V}_* défini par:

$$\bar{V}_* = \max(V_*, (\sigma_1 / \sigma)) \quad (4.15)$$

Ici V_* , la vitesse de frottement du vent.

IV.8 Parabolic mild slope (MIKE 21- PMS)

L'équation de base se développe de la façon suivante:

$$A_x - i(k - k_0)A + \frac{A}{2C_g} (C_g)_x - \frac{i}{2\omega C_g} (CC_g A_y)_y + \frac{W_e}{2C_g} A = 0 \quad (4.16)$$

L'équation (4.16) est la plus simple approximation parabolique de l'équation elliptique à pente douce. Elle est valable pour la propagation des vagues le long d'une direction prédominante (+ axe des x) ou dans un petit angle de l'axe x. Le nombre d'onde de référence k_0 est utilisé comme le nombre d'onde moyenne le long de l'axe des y.

[Kirby ,1986] a prolongé l'équation 4.16 dans le cas des ondes se propageant à un grand angle à la direction des vagues (axe des x):

$$A_x + i(k_0 - \beta_1 k)A + \frac{A}{2C_g} (C_g)_x + \frac{\sigma_{a1}}{2C_g} (CC_g A_y)_y + \frac{\sigma_{a2}}{\omega C_g} (CC_g A_y)_{yx} + \frac{W_e}{2C_g} A = 0 \quad (4.17)$$

où :

$$\sigma_{a1} = i \left(\beta_2 - \beta_3 \frac{k_0}{k} \right) + \beta_3 \left(\frac{k_x}{k^2} + \frac{(C_g)_x}{2kC_g} \right)$$

$$\sigma_{a2} = -\beta_3 / k$$

Les coefficients β_1, β_2 et β_3 sont donnés pour différentes approximations paraboliques.

L'équation parabolique à pente douce (4.17) est résolue en utilisant le schéma numérique [Crank-Nicholson, 1947] pour l'équation différentielle parabolique. Le résultat du système de tri-diagonale de l'équation est résolu en utilisant l'algorithme de double passage.

IV.9 Modèle numérique hydrodynamique (MIKE 21-HD)

Le Module MIKE 21-HD est basé sur un maillage structuré pour la résolution par la méthode des différences finies [DF]. Le HD utilise une direction alternative implicite (*Alternating Direction Implicit ADI*), c'est une technique pour intégrer les équations de masse et de conservation de mouvement (l'impulsion) en fonction du temps et de l'espace. L'équation des matrices qui résulte pour chaque direction et chaque ligne de grille individuelle sont résolues par un algorithme de double passage (*Double Sweep*).

Les propriétés de MIKE 21-HD sont les suivantes:

1. La falsification numérique de la masse et de mouvement est nulle et la falsification numérique d'énergie est négligeable, sur l'échelle des applications pratiques, par le centrage de toutes les différences termes et coefficients dominants, archivé sans recourir à l'itération.

2. Le deuxième et le troisième ordre précisent les termes dynamique convecteur, "le second et de troisième ordre", respectivement, en termes de discrétisation de l'erreur dans une expansion de séries de Taylor.

3. L'algorithme de solution bien conditionné assurant un fonctionnement précis, fiable et une opération rapide.

Les différents thèmes sont exprimés sur une grille décalée en espace x, y comme le montre la figure 4.2.

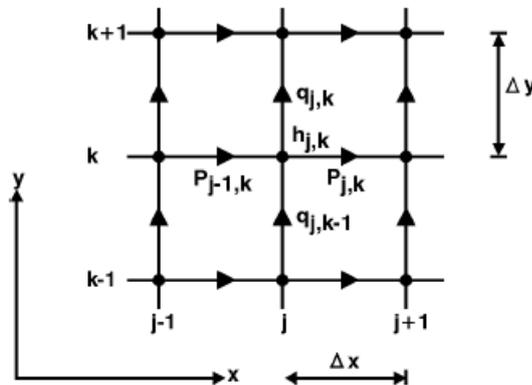


Figure 4.11 : Différence grille dans l'espace x, y

Le centrage de temps des trois équations de base de MIKE 21-HD est réalisé comme illustré à la figure 4.3.

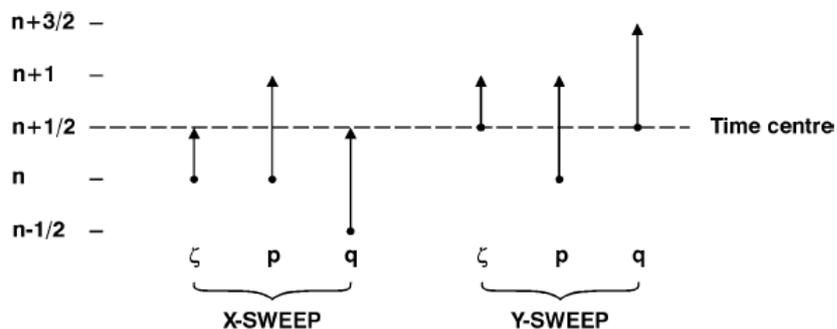


Figure 4.12: Centrage du temps de calcul [DHI, 2007]

Les équations sont résolues dans des champs unidimensionnels, en alternant entre les directions x et y. Dans le champ x les équations de continuité et dynamique sont résolus, en prenant ζ de n à n+1/2 et p à partir de n+1. Pour les termes impliquant q, les deux ordres valeurs anciennes et connues sont utilisées, à savoir n-1/2 et n+1/2. (Figure 4.3)

Dans le champ y les équations de continuité et dynamique sont résolues, en prenant ζ à partir de $n+1/2$ à $n+1$ et q de $n+1/2$ à $n+3/2$, tandis que les termes en p utilise les valeurs vient d'être calculé dans le champ x à n et n+ 1. (Figure 4.3)

En additionnant les deux passages (suivant x, y), on obtient un temps de centrage "parfait" $n+1/2$, c'est à dire le centrage de temps est donnée par une séquence équilibrée des opérations. Le mot parfait a été mis entre guillemets car il n'est pas possible de réaliser un centrage de temps parfait des dérivées en travers de l'équation dynamique. La meilleure approximation, sans recourir à l'itération (qui a ses propres problèmes), est d'utiliser une technique de champ alimentation (*side-feeding*).

Dans le premier pas de temps, les solutions dans le passage (*sweep*) x sont effectuées dans l'ordre décroissant de la direction y, ci-après dénommé un passage "vers le bas" et dans le pas de temps prochaine fois dans l'ordre croissant de la direction y, on dit le champ "vers le haut".

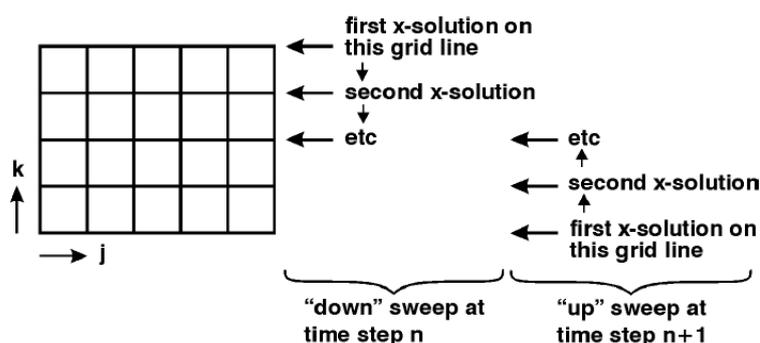


Figure 4.13 : Champ d'alimentation (*side-feeding*)

Pendant un passage vers le bas, la dérivée croisée $\partial p / \partial y$ peut être exprimée en termes $p_{j,k+1}^{n+1}$ de côté haut et $p_{j,k-1}^n$ sur le côté vers le bas, et vice versa lors d'un passage en haut. De cette façon un centrage de temps approximatif $\partial p / \partial y$ au $n+1/2$ peut être réalisé, mais avec la possibilité de développer des oscillations (*zigzagging*).

Les équations de la masse et dynamique sont exprimés dans un champ unidimensionnel par une matrice de trois diagonales:

$$MV^{n+1} = W^n \tag{4.18}$$

$$A_j \cdot p_{j-1}^{n+1} + B_j \zeta_j^{n+1/2} + C_j \cdot p_j^{n+1} = D_j^* |_k$$

$$A_j \cdot \zeta_j^{n+1/2} + B_j^* p_j^{n+1} + C_j^* \cdot \zeta_j^{n+1/2} = D_j^* |_k \tag{4.19}$$

Les coefficients A, B, C, D et A^*, B^*, C^*, D^* sont tous exprimés en quantités connues. Notez que p ici peut être q et j peut aussi bien être k.

Le système 4.18 est alors résolu par l'algorithme de double passage (*Double Sweep Algorithm*). [Richtmyer et Morton, 1967] ont proposé un développement de l'algorithme par les relations suivantes :

$$P_j^{n+1} = E_j^* \zeta_j^{n+1/2} + F_j^* \quad (4.20)$$

$$\zeta_j^{n+1/2} = E_j \cdot P_j^{n+1} + F_{j+1}$$

En remplaçant ces relations dans l'équation 4.19, nous obtenons les relations de récurrence pour E, F E*, et F * suivantes.

$$E_j^* = \frac{-A_j^*}{B_j^* + C_j^* \cdot E_j}$$

$$F_j^* = \frac{D_j^* - C_j^* \cdot F_j}{B_j^* + C_j^* \cdot E_j} \quad (4.21)$$

$$E_{j-1} = \frac{-A_j}{B_j^* + C_j \cdot E_j^*}$$

$$F_{j-1} = \frac{D_j - C_j \cdot F_j^*}{B_j^* + C_j \cdot E_j^*}$$

Il est clair que une fois le couple de valeurs E_j, F_j est connue (ou E_{j+1}^*, F_{j+1}^*), tous les coefficients E, F et E^*, F^* peuvent être calculés pour diminuer j. l'introduction de la condition au limite de thème droit des équations 4.19 commence le calcul de récurrence pour E, F et E^*, F^* (le champ E, F)

L'introduction de la condition à la limite de thème gauche de l'équation (4.20) commence le passage complémentaire dans laquelle N et q sont calculés.

Comme indiqué précédemment, les passages peuvent être effectués avec une diminution complémentaire de coordonné ou une augmentation complémentaire de coordonné. Elle est organisée dans le cycle de la figure 4.5.

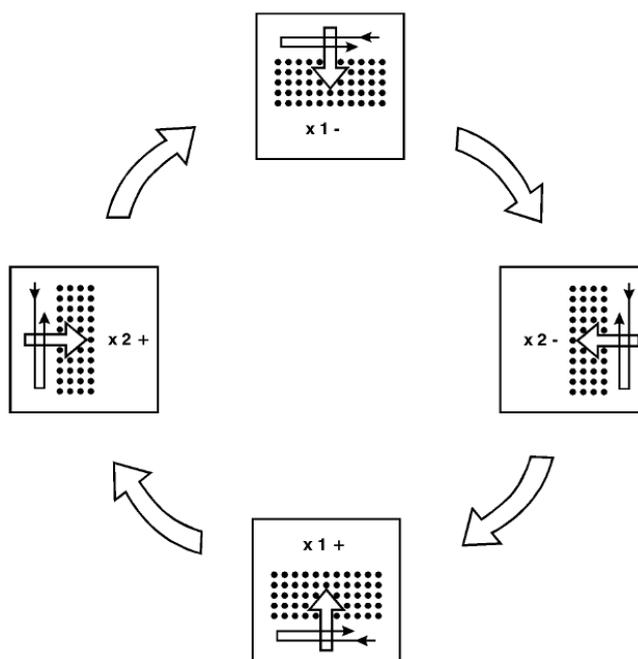


Figure 4.14 : Cycle des passages informatiques

IV.9.1 Différentes approximations pour des points à partir de la côte

Nous allons considérer les équations de masse et de mouvement dans la direction x . l'équation de masse dans la direction y influe sur le centrage de l'équation de masse suivant x , nous avons examiné également les différentes approximations de cette équation. L'équation de mouvement dans la direction y est analogue à l'équation de mouvement dans la direction x .

IV.9.1.1 Equation de masse suivant la direction x

L'équation de masse s'écrit comme suite :

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = \frac{\partial d}{\partial t} \quad (4.22)$$

Les champs x et y sont organisés en un cycle spécial comme indiqué dans la section précédente.

Pour le moment, il suffit de dire que les équations de masses et de dynamique impulsion suivant le champ x portent (le niveau de temps n à $n+1/2$ tout en portant p de n à $n+1$. Conjointement avec l'équation de masse suivant y , les termes sont centrées à $n+1/2$).

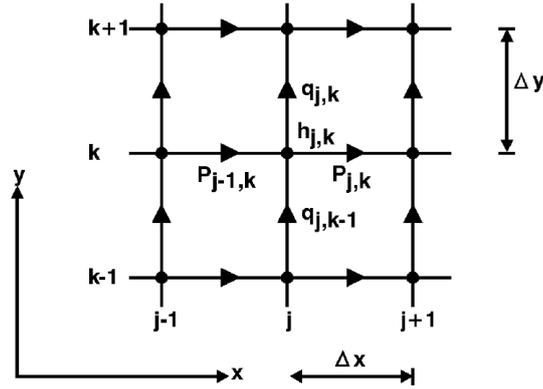


Figure 4.1 Grid Notation: Mass Equation

Figure 4.15 : Notation de grille : équation de masse [DHI, 2007]

IV.9.1.2 Equation de masse suivant la direction y

Avec la notation de grille dans la figure 4.6, l'équation 4.22 devient:

$$2 \cdot \left(\frac{\zeta^{n+1} - \zeta^{n+1/2}}{\Delta t} \right)_{j,k} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{p_j - p_{j-1}}{\Delta x} \right)^{n+1} + \left(\frac{p_j - p_{j-1}}{\Delta x} \right)^n \right\}_k \quad (4.24)$$

$$+ \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{q_k - q_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+3/2} + \left(\frac{q_k - q_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+1/2} \right\}_j = 2 \cdot \left(\frac{d^{n+1} - d^n}{\Delta t} \right)_{j,k}$$

Avant chaque passage, la bathymétrie (lorsque le glissement de terrain est inclus) est lue dans la forme du fichier de donné bathymétrique et interpolés au pas de temps respectifs, soit $n+1/2$ pour un champ x et $n+ 1$ pour un champ y. Après la fin de chaque champ, la profondeur d'eau est mise à jour à la valeur réelle basée sur l'élévation de surface et la bathymétrie, dans $h^{n+1/2} = \zeta^{n+1/2} - d^{n+1/2}$ d'après le champ x et $h^{n+1} = \zeta^{n+1} - d^{n+1}$ d'après le champ y.

Nous ne discuterons pas les erreurs de troncature à ce stade, les approximations sont basées sur une méthode de différences à plusieurs niveaux, le centrage des termes et l'évaluation des erreurs de troncature doivent être considérée en conjonction avec un certain ensemble d'équation.

IV.9.2 Equation dynamique suivant la direction x

IV.9.2.1 Modèle général

L'équation dynamique suivant la composante x se lit comme suit:

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 h^2} - \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega_q$$

$$- f_v V V_x + \frac{h}{\rho} \frac{\partial}{\partial x} (p_{atm}) = 0 \quad (4.25)$$

Nous allons développer les formes de différence en considérant les différents termes, un par un. Le principe de base est utilisé pour d'impulsion suivant x les approximations aux différences finies [DV]:

Tous les termes en 4.25 seront centré sur le temps au niveau de $n+1/2$, et centré sur l'espace à la position correspondant à $P_{i,k}$ dans la grille de l'espace. La notation de grille est illustrée à la figure 4.7.

IV.9.2.2 Terme de gravité

L'approximation à nouveau, du terme de gravité s'écrit comme suit:

$$gh\zeta_x = g \left(\frac{h_{j,k} + h_{j+1,k}}{2} \right)^n \left(\frac{\zeta_{j+1,k} - \zeta_{j,k}}{\Delta x} \right)^{n+1/2} \quad (4.26)$$

D'où :

$$h_{j,k}^n = d_{j,k} + \zeta_{j,k}^n$$

De cette façon, le terme a été linéaire dans la formulation de la résultante algébrique. Les erreurs de troncature embarqués dans 4.26 peuvent être déterminées par l'utilisation des développements de Taylor centrée à $j+1/2, k$. ceci mène à :

$$gh\zeta_x \approx FDS + g \left[\frac{\Delta t}{2} \zeta_x \zeta_t - \frac{\Delta t^2}{8} \zeta_{tt} \zeta_x - \frac{\Delta x^2}{8} \zeta_{xx} \zeta_x - \frac{\Delta x^2}{24} h \zeta_{xx} \right] \quad (4.27)$$

+HOT (termes d'ordre supérieur)

Où FDS est la côté droit de (4.26)

Dans la simulation hydrodynamique standard, le seul terme FDS est inclus dans le régime. Pour les applications en ondes courtes en utilisant le module Boussinesq Waves BW, les erreurs de troncature proportionnelle à Δt et Δt^2 sont éliminés en déplaçant le niveau de temps de la première parenthèse 4.26 de n à $n+1/2$. Cela se fait de façon approximative par l'utilisation explicite de l'équation de continuité.

En outre, le dernier terme de 4.27 est inclus dans le régime plus grande précision de l'ordre utilisé dans le module Boussinesq Waves BW.

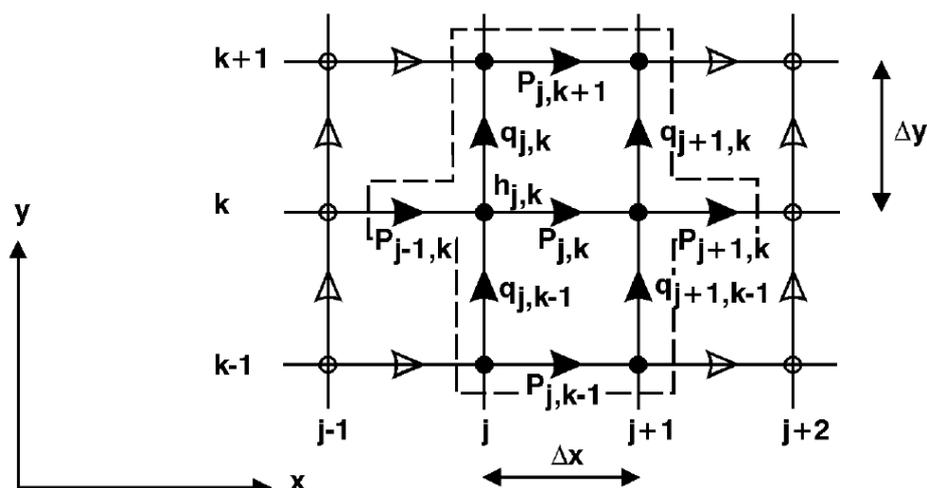


Figure 4.16 : Notation de grille : Equation du mouvement suivant x [DHI, 2007]

IV.10 Module de calcul des sédiments non-cohésifs MIKE 21-ST

Le transport sédimentaire dans le cas d'une simulation de l'action combinée houle-courant, le MIKE 21-ST basé sur deux méthodes essentielles :

- La méthode de STP (*Sediment Transport Program*), cette méthode est expliquée précédemment (**Chapitre III.3.6.4**).
- La méthode de [Bijker, 1969].

- **Méthode de Bijker 1969 :**

Selon **Bijker**, le transport total de sédiments, q_t , est calculé comme la somme de transport par charriage, q_b , et le transport par suspension, q_s .

$$q_t = q_b + q_s = q_b (1 + 1,83Q) \tag{4.28}$$

Q est un facteur adimensionnel défini comme suite :

$$Q = \left[I_1 \ln \left(\frac{33d}{k_s} \right) + I_2 \right] \tag{4.29}$$

Où, d est la profondeur de l'eau, k_s est la rugosité du lit, I_1 et I_2 sont des coefficients qui doivent être évaluées numériquement sur la base des références sans dimension, $\frac{k_s}{d}$ et z^* , définie comme

suite:

$$z^* = \frac{w_s}{\kappa U_{f,wc}} \tag{4.30}$$

w_s est la vitesse de sédimentation des sédiments en suspension, κ est la constante de Von Karman et $U_{f,wc}$, est la vitesse de cisaillement sous les vagues et le courant combiné. L'influence du transport par suspension est donc tenue en compte par la vitesse de cisaillement $U_{f,wc}$.

La rugosité, k_s , peut être liée au nombre de Chézy, C' , par la formule suivante :

$$C' = 18 \log \left(\frac{12d}{k_s} \right) \quad (4.31)$$

D'après **Bijker**, la vitesse de cisaillement dans les vagues et le courant combiné $U_{f,wc}$ se calculent ainsi:

$$U_{f,wc} = U_{f,c} \sqrt{1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{U_w}{d_m} \right)^2} = \frac{\sqrt{gd_m}}{C'} \sqrt{1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{U_w}{d_m} \right)^2} \quad (4.32)$$

Où, $U_{f,c}$ est la vitesse de courant relative à la vitesse de cisaillement, d_m est la profondeur moyenne de la vitesse du courant, U_w est l'amplitude de l'onde de vitesse d'oscillation induite par le fond, ξ est un facteur sans dimension qui peut être exprimée en termes de coefficient de frottement des vagues f_w et C' nombre de Chézy.

$$\xi = C' \sqrt{\frac{f_w}{2g}} \quad (4.33)$$

Le coefficient de frottement d'onde f_w est calculée en fonction de [Swart, 1976] que:

$$f_w = \exp \left[-6 + 5,21 \left(\frac{A_0}{k_s} \right)^{-0,19} \right] \quad \text{si} \quad \left(\frac{A_0}{k_s} \right) > 1,57$$

$$f_w = 0,3 \quad \text{si} \quad \left(\frac{A_0}{k_s} \right) \leq 1,57 \quad (4.34)$$

Le charriage q_b , et le transport par suspension, q_s sont calculées en fonction de :

$$q_b = BD_{50} U_{f,c} \exp \left(- \frac{0,27 \rho' D_{50} g}{\mu_* U_{f,wc}^2} \right) \quad (4.36)$$

Il est intéressant de noter que l'influence des vagues sur le transport par charriage q_b , est représenté par 'le terme d'agitation', à savoir l'exponentielle de l'équation précédente. Le terme transport est seulement lié au courant par $U_{f,c}$. B est un coefficient sans dimensions de transport par charriage, ρ' est la densité relative des sédiments et μ_* c'est le facteur d'entraînement. ρ' et μ_* sont définies comme suit:

$$\rho' = s - 1 = \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \quad (4.37)$$

$$\mu_* = \left(\frac{C'}{C_0'} \right)^{3/2} \quad (4.38)$$

ρ_s est la densité du sédiment, ρ est la densité de l'eau et C_0' le nombre de Chézy lié aux caractéristiques géométriques du matériau du lit.

Il est calculé comme suit:

$$C_0' = 18 \log \left(\frac{12d}{D_{90}} \right) \quad (4.39)$$

IV.11 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons défini quelques notions de base sur les méthodes numériques actuellement utilisées par les codes de simulations numériques en hydrodynamique et transport sédimentaire, ainsi que leurs caractéristiques et les domaines d'applications.

En suite, on a détaillé les principes de résolution des modèles numériques utilisés pour la résolution de système hydro-sédimentaire tel que:

Le module spectral waves MIKE 21-SW basé sur un maillage structuré pour la résolution le problème par la méthode des volumes finis, le module *Parabolic Mild Slope* MIKE 21-PMS appuyé sur la méthode de Crank-Nicholson et le module hydrodynamique MIKE 21-HD qui basé sur un maillage structuré pour la résolution par la méthode des différences finies, le module de transport des matériaux non cohésifs MIKE 21-ST basé sur la méthode de *Sediment Transport Program (STP)*. En effet, les études par des méthodes numériques l'établissement d'équations de résolution ainsi que les algorithmes de calcul ont été également bien décrites et examiné dans cette partie ce qui nous permet l'application des codes de cet outil à un cas réel.

CHAPITRE V

APPLICATION A UN CAS REEL : AMENAGEMENT PORTUAIRE DE KHEMISTI

V.1 Introduction

L'abri de pêche de Khemisti de la daïra de Bou-Ismaïl, situé à 30 Km de la wilaya de Tipaza a connu ces dernières années une grande activité dans le secteur de pêche. Afin de répondre aux préoccupations de la région une étude d'extension de l'abri de pêche de Khemisti en port de pêche a été lancée. Lors des investigations, il a été constaté un déséquilibre sédimentaire au voisinage du site initial. Toutefois, Il est important de signaler qu'en raison de l'importance de la capacité de transport sédimentaire du côté Ouest évalué à 43589.00 m³/an, le risque d'ensablement du port existera toujours, d'autant plus que la comparaison entre le levé bathymétrique, réalisé en 1987 et celui effectué en 2009 montre une épaisseur de 1,5 mètre de dépôt de sédiment. A la lumière de ce constat, et pour une meilleure compréhension de la dynamique sédimentaire et de son impact sur le nouvel ouvrage projeté, nous allons simuler numériquement le transport sédimentaire sur le site en question afin de définir sur la base de plusieurs scénarios et de variantes, l'aménagement adéquat qui n'affecte pas l'équilibre sédimentaire au voisinage du port de pêche et ce à partir du contrôle de l'évolution du trait de côte.

Pour ce faire, nous allons appuyer notre travail sur l'utilisation du code de calcul MIKE 21 de DHI (*Danish Hydraulic Institute*), en tenant compte de l'agitation de la houle au voisinage du rivage et des courants engendrés par le déferlement des vagues. Les principales étapes de cette modélisation sont décrites comme suit :

- Choix des conditions de houle représentatives, construction et calage des différents modèles (houle, courant et transport sédimentaire).
- Ce système de calcul va nous permettre de représenter la dynamique hydro-sédimentaire de la zone d'étude à l'état initial en l'absence d'aménagement portuaire. Ensuite, tester l'efficacité d'un certain nombre de dispositifs permettant d'assurer un équilibre sédimentaire et une exclusion de dépôt de sable dans le bassin en vu de proposer une solution fiable répondant aux critères technico-économiques.

V.1 Situation générale de la zone d'étude

V.1.1 Situation géographique

L'abri de pêche de Khemisti se situe à environ 60 km à l'ouest d'Alger et à moins de 30 Km à l'ouest du chef lieu de la wilaya de Tipaza (Figure 5.1), limité à l'ouest à moins de 10 km par Bou Haroun et l'Est par Bou-ismail.

Il est protégé par deux (02) petites jetées, la principale au Nord-Est (d'une longueur de 195 ml) et la secondaire à l'Ouest (d'une longueur de 120 ml), la passe d'entrée étant orientée vers l'Ouest (Figure 5.2).

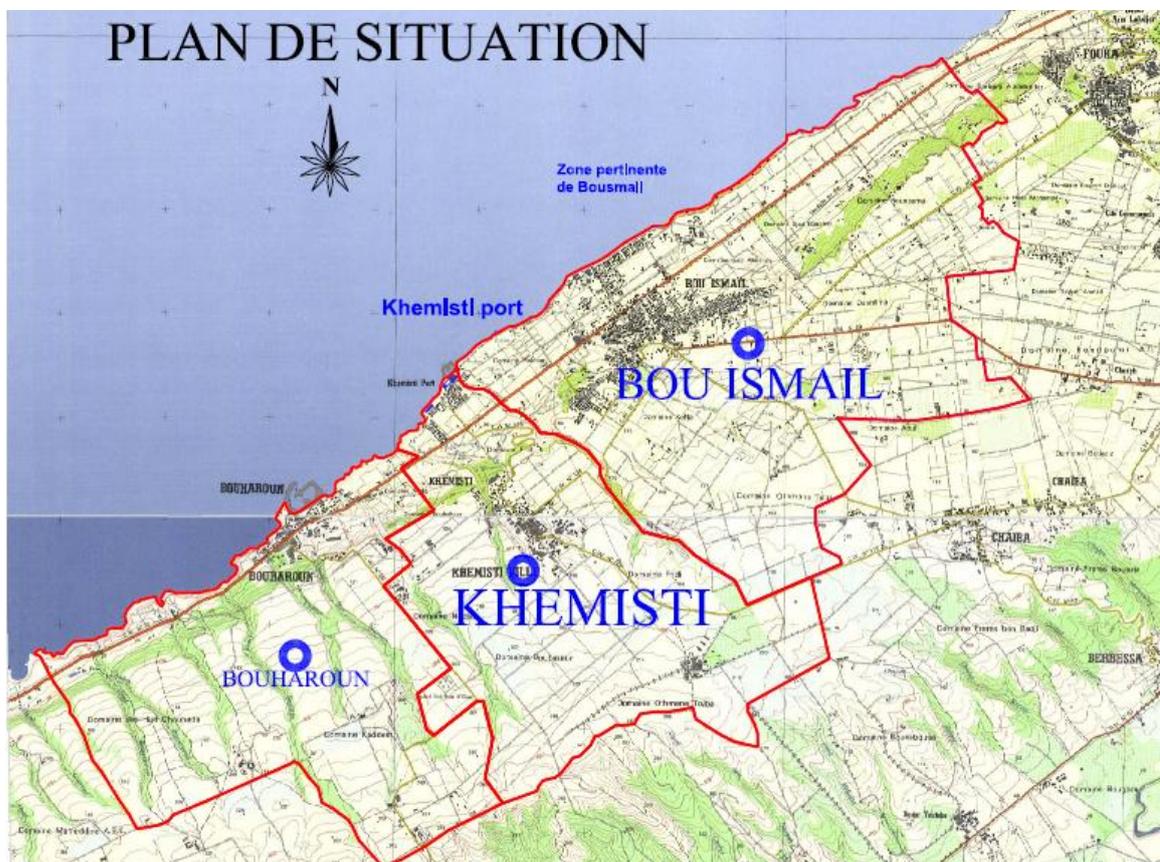


Figure 5.1 : Plan de situation de la commune de Khemisti Echelle : 1/25000



Figure 5.2. Situation géographique du port de Khemisti [Image Google], Echelle 1/25000

V.1.2 Approche numérique

Le système MIKE 21, est Particulièrement utilisé dans l'étude de projets d'aménagement portuaire. Il est basé sur l'enchaînement de quatre phases chacune traitée par un module (programme) spécifique :

Phase 1 : Calcul de la propagation de la houle au large (réfraction) à l'aide du module SW (*Spectral Waves Flood Model*) sur une zone large (modèle d'ensemble).

Phase 2 : Calcul de la propagation de la houle (réfraction) à l'aide du module PMS (*Parabolic Mild Slope*) sur une zone plus petite zone d'intérêt (modèle de détail). Les conditions aux limites de ce modèle sont calculées par le module SW.

Phase 3 : Calcul des champs de courant de houles à l'aide du module HD (*Hydrodynamique Module*).

Phase 4 : Calcul de la capacité de transport sédimentaire à l'aide du module ST (*Sediment Transport*).

Le domaine de calcul représentant le site d'étude délimite une aire importante (**4,63km X 6,74 km**) afin que les conditions aux limites soient en accord avec les phénomènes physiques (caractéristiques de la houle au large et les courants littoraux induits).

Les représentations graphiques des résultats sont rapportées à une échelle locale (zoom) pour une illustration adéquate.

Pour la génération des simulations, nous avons adopté quatre (04) classes de houles les plus fréquentes et les plus importantes, leurs effets étant prédominants. Ces houles découlent des observations de navire entre 1963 et 1970 par l'US Naval Weather Command (USNWC). Le tableau qui suit donne les caractéristiques de ces houles (hauteur, période et direction).

Tableau 5.1 : Caractéristiques des houles incidentes (Hauteur, Période, Direction)

Direction	Périodes (secondes)	H _s (mètres)
30°N	6	1,09
	8	2,56
	10	5,05
	13,46	8,08
270°N	6	1,19
	8	2,67
	10	5,54
	9,66	11,88
310°N	6	1,10
	8	2,64
	10	4,53
	12,56	7,18
360°N	6	1,00
	8	2,67
	10	4,92
	13,60	8,00

Sur la base des données ci-dessus, une analyse spectrale de type JONSWAP (*Joint North Sea Wave Observation Project*) a été effectuée pour générer un régime spectral de la houle suivant les critères de [Hasselmann *et al*, 1973]. Les simulations numériques sont réalisées pour une durée d'agitation de six (06) heures qui correspondent au temps nécessaire à l'équilibre hydrodynamique du modèle numérique.

V.1.3 Démarches adoptées

Pour cerner le problème posé et tester un certain nombre de variantes dans l'étude hydro-sédimentaire du port de Khemisti, nous avons adopté la démarche suivante :

- L'examen de l'état initial basé sur le levé bathymétrique réalisé en Mars 2009, où l'on tente de reproduire numériquement les phénomènes hydro-sédimentaires régnant au

niveau de la zone d'étude. L'approche nécessite la combinaison de différentes variantes et paramètres de houles incidentes. L'examen de cet état consiste à restituer successivement le champ de la houle, les courants induits, la capacité théorique de transport solide pour les directions de houles suivantes : 30°N, 270°N, 310°N et 360°N.

- La recherche d'un dispositif de lutte contre le phénomène d'ensablement de l'aménagement portuaire sur la base d'une étude de variantes tenant compte du régime hydro-sédimentaire.

V.2 Analyse des données bathymétriques

L'analyse de la carte bathymétrique révèle une morphologie sous marine irrégulière entre le trait de côte et l'isobathe -4. Au delà de cette profondeur, la morphologie du fond à tendance à être régulière. Les altitudes min, moyenne, et max sont respectivement : 0,00m, -22,50m, -45,00m (Figure 5.3.).

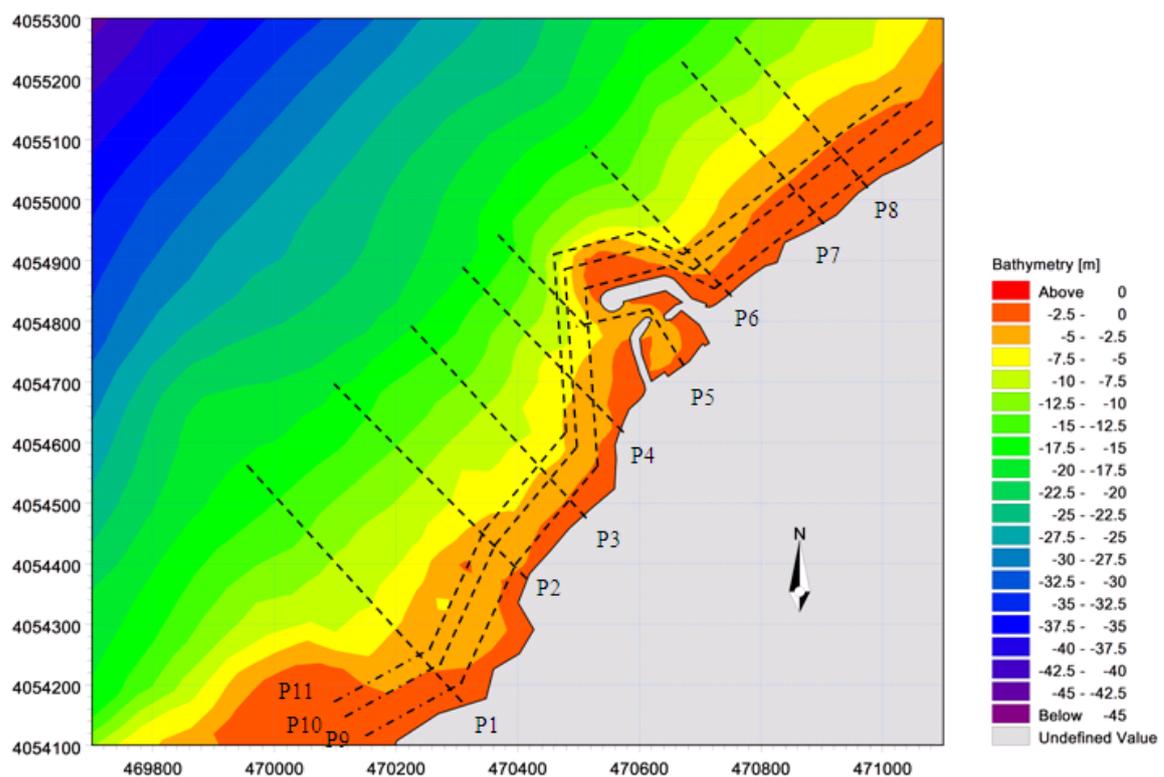


Figure 5.3 : Carte bathymétrique de la zone d'étude avec le positionnement des profils

V.3 Etude sédimentologie

L'objectif de l'étude de sédimentologie est la recherche de la répartition des sédiments en mer et par conséquent leur modalité de mise en place.

L'étude sédimentologie a été effectuée sur des échantillons de sédiments superficiels prélevés en mer. Ces échantillons ont été analysés au laboratoire d'études maritime d'Alger (LEM), et les résultats ont permis d'établir la carte de répartition spatiale des sédiments.

V.3.1 Caractères sédimentologiques des dépôts superficiels

Chaque type de dépôt peut être caractérisé par sa teneur en pélites (fraction inférieure à 50 μ m) et en fraction grossière (fraction supérieure à 50 μ m).

Pour l'analyse granulométrique de la fraction grossière, on a choisi la classification suivante :

- sables fins : 50 - 250 μ m,
- sables moyens : 250 - 500 μ m,
- sables grossiers : 500 – 1 000 μ m,
- sables très grossiers : > 2000 μ m,

Cette classification permet de représenter sur une carte la répartition spatiale des sédiments.

V.3.2 Positionnement des points de prélèvement

Afin de diagnostiquer les sédiments en place, on a utilisé les données d'un prélèvement de 50 échantillons de sédiments superficiels qui a été effectué au niveau de la zone d'étude. Sur l'ensemble des échantillons prélevés, trente quatre (34) échantillons se sont révélés de nature rocheuse. L'étude sédimentologique a donc porté sur 16 échantillons de sédiments superficiels (Figure 5.4).

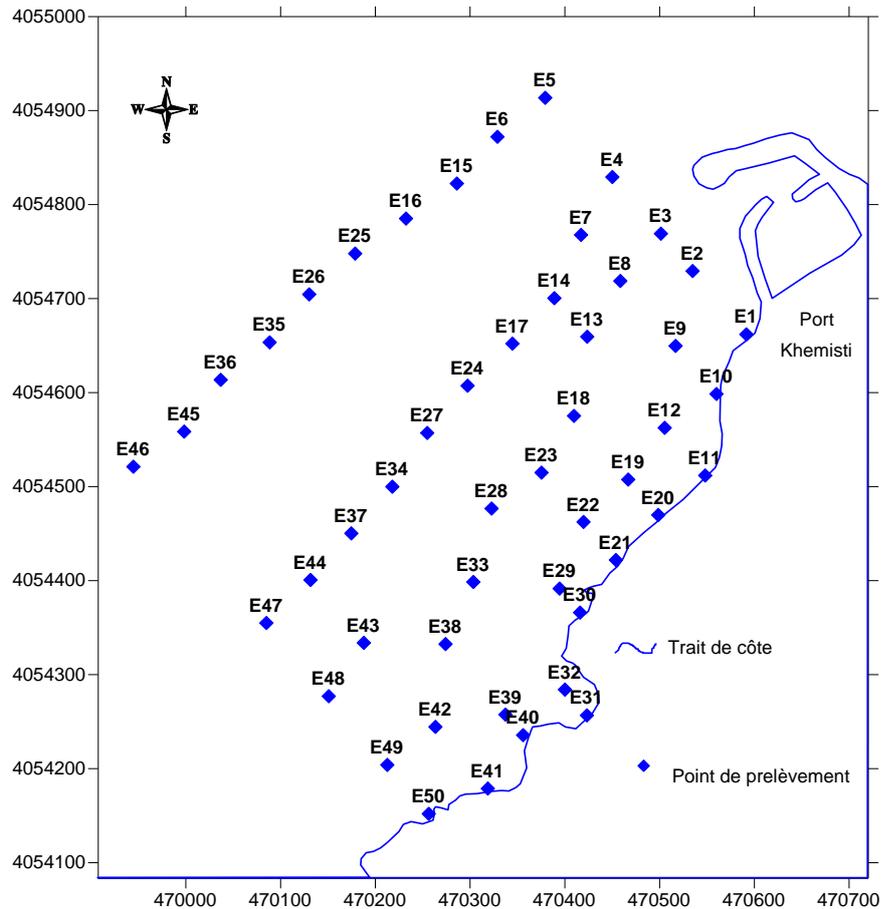


Figure 5.4 : Carte de positionnement des points de prélèvements [LEM, 2009]

Il est à noter, d'après les résultats des sondages à la lance, la présence d'une zone rocheuse qui s'étend du trait de côte à l'isobathe -4 m dans la partie Ouest et Centre du site alors que dans la partie Ouest celle-ci atteint l'isobathe -10 m.

V.3.3 Répartition spatiale de la fraction fine

La carte de répartition figure 5.5 est réalisée à partir du pourcentage en lutites (fraction inférieure à $50\mu\text{m}$) caractéristique pour chaque échantillon. La répartition des pélites révèle que la totalité des échantillons présente de faibles teneurs en cette fraction ; ces teneurs varient entre 0 et 7 %. Le faible pourcentage indique que les sédiments de cette zone sont en perpétuel remaniement.

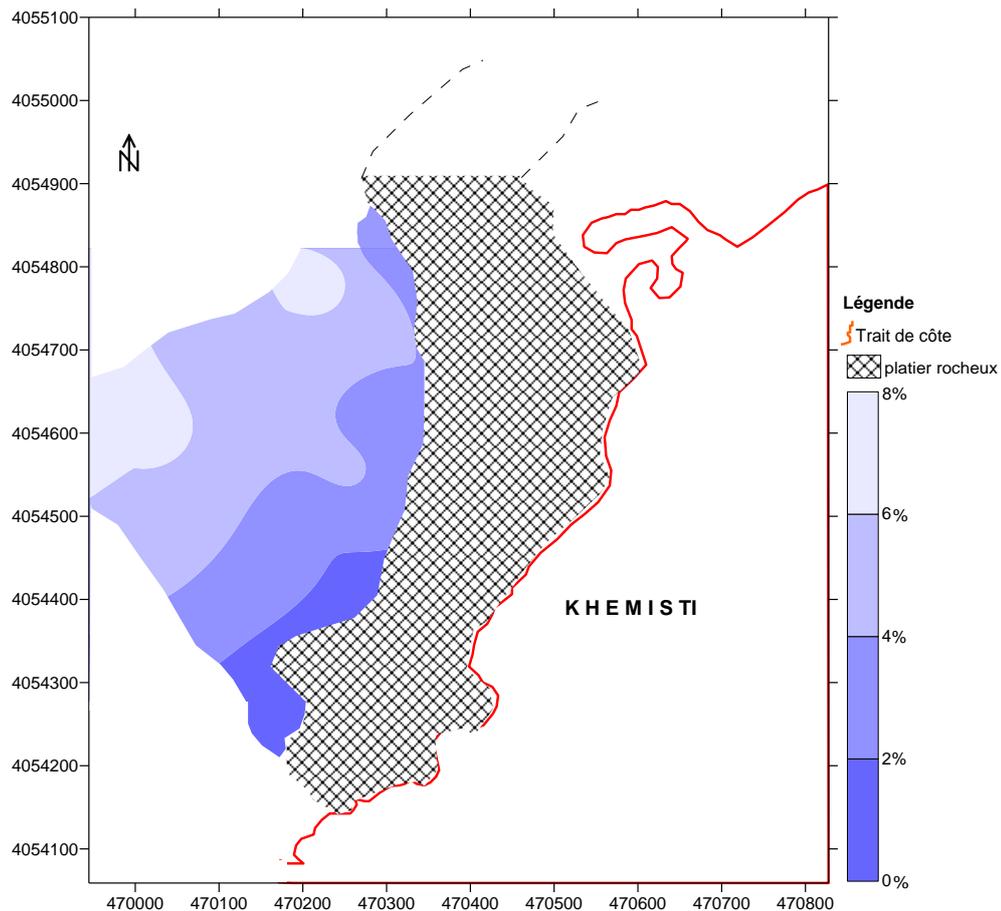


Figure 5.5: Carte de répartition spatiale des pélites [LEM, 2009]

V.3.4 Etude de la fraction grossière

V.3.4.1 Courbes granulométriques

Les courbes cumulatives représentant les sédiments du site d'étude se répartissent en deux groupes:

- **Les courbes unimodales :** indiquant la présence d'un seul stock sédimentaire (Annexe A_ Figure A.1) ; ce type de courbe, largement répandu dans le site d'étude, est du à l'immobilisation en masse des sédiments par diminution de la capacité de transport.
- **Les courbes bimodales à plurimodales :** marquent l'existence de deux ou plusieurs populations dynamiques au sein du sédiment (Annexe A_ Figure A.2). Ce type de courbe est représenté au niveau d'un seul échantillon (Echantillon E 48).

V.3.4.2 Répartition spatiale de la médiane (D_{50})

A partir des courbes granulométriques, on détermine le quartile, médian ou D_{50} qui correspond au diamètre du grain moyen dont l'ordonnée est à 50% du poids total du sédiment.

La figure 5.6, représente la répartition des médianes tirées des courbes cumulatives. Quatre coupures ont été choisies : 100 µm, 150µm, 200µm. et 250µm.

Le schéma général décrit une zone granulométrique décroissante de la côte vers le large .Il est à noter qu'au niveau du platier rocheux qui s'étend de la côte à - 4m de profondeur, la présence de cavités renfermant du sable ; le diamètre du grain médian (D_{50}) est compris entre 149 µm à 255 µm.

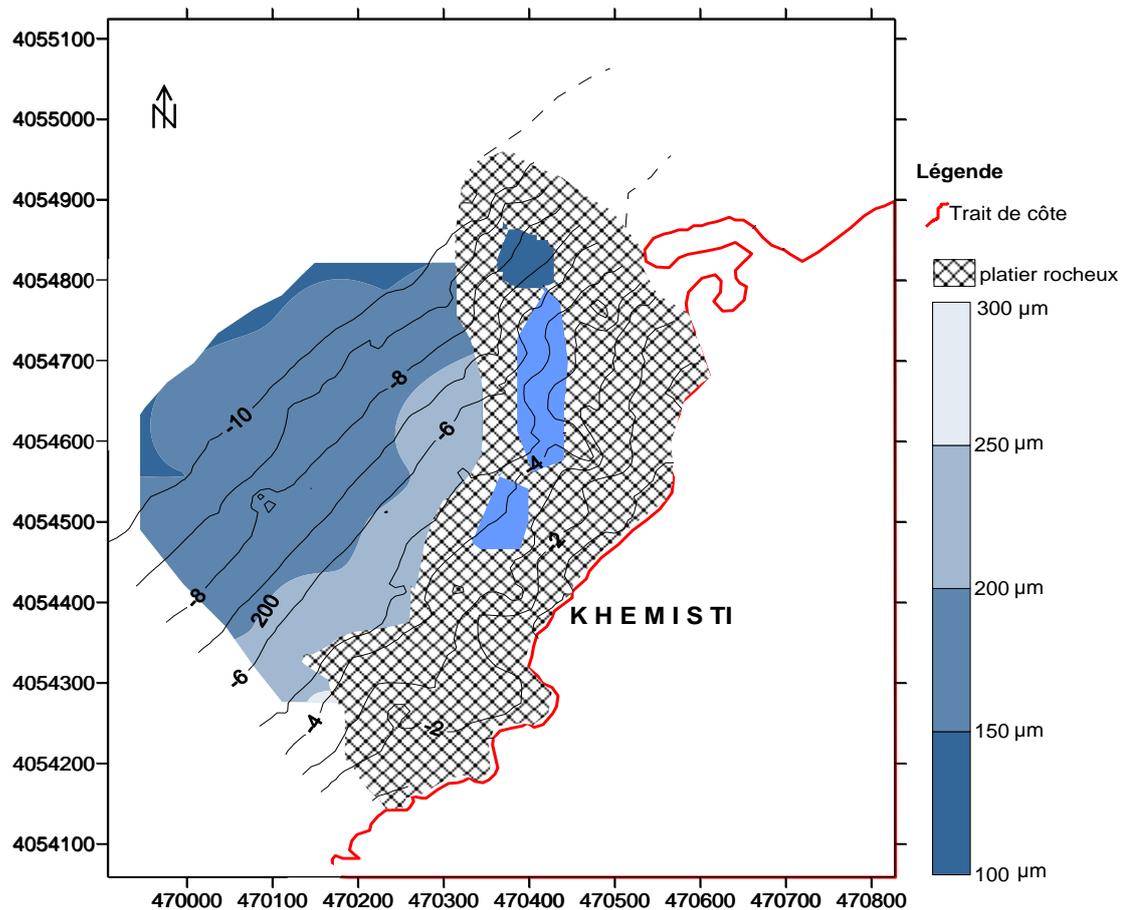


Figure 5.6: Carte de répartition spatiale de la médiane (D_{50}) [LEM, 2009]

V.3.4.3 Répartition spatiale du décile supérieur (D_{90})

Le D_{90} correspond au diamètre dont l'ordonnée est à 90% du poids total du sédiment. La figure 5.7 montre la répartition spatiale du décile supérieur dans le secteur d'étude. Pour pouvoir cartographier cette distribution, trois coupures ont été choisies : 100 µm, 300µm, 2300µm.

La répartition de ce paramètre montre une analogie frappante avec celle de la médiane (D_{50}) ; en effet, on constate que la taille des particules s'affine en allant vers le large.

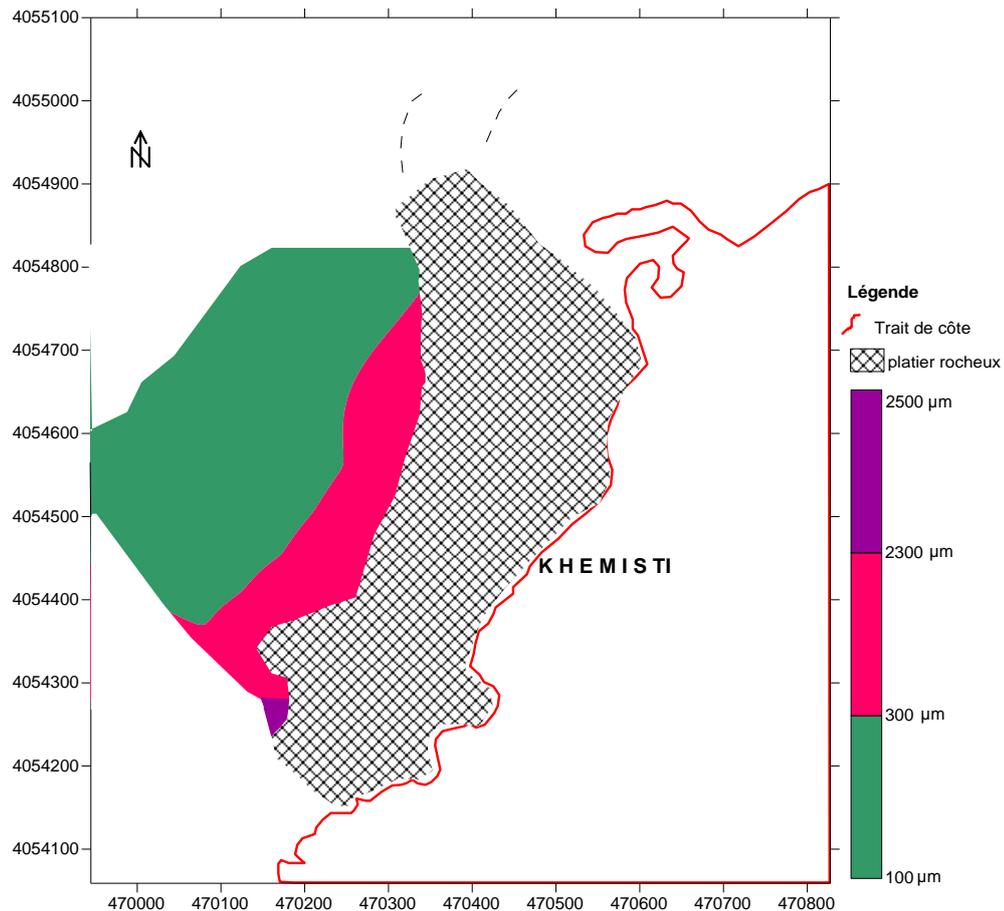


Figure 5.7: Carte de répartition spatiale du décile supérieur (D_{90}) [LEM, 2009]

V.5 Simulation numérique

V.5.1 Examen de l'état initial

Afin d'identifier les facteurs responsables du problème de transport de sédiment dans le port de Khemisti, nous avons modélisé les phénomènes physiques régnant sur le site d'étude sur la base du levé bathymétrique réalisé dans le cadre de cette étude en mars 2009 (figure 5.8) ainsi que sur les données bathymétriques issues de la digitalisation de la carte marine du Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (SHOM).

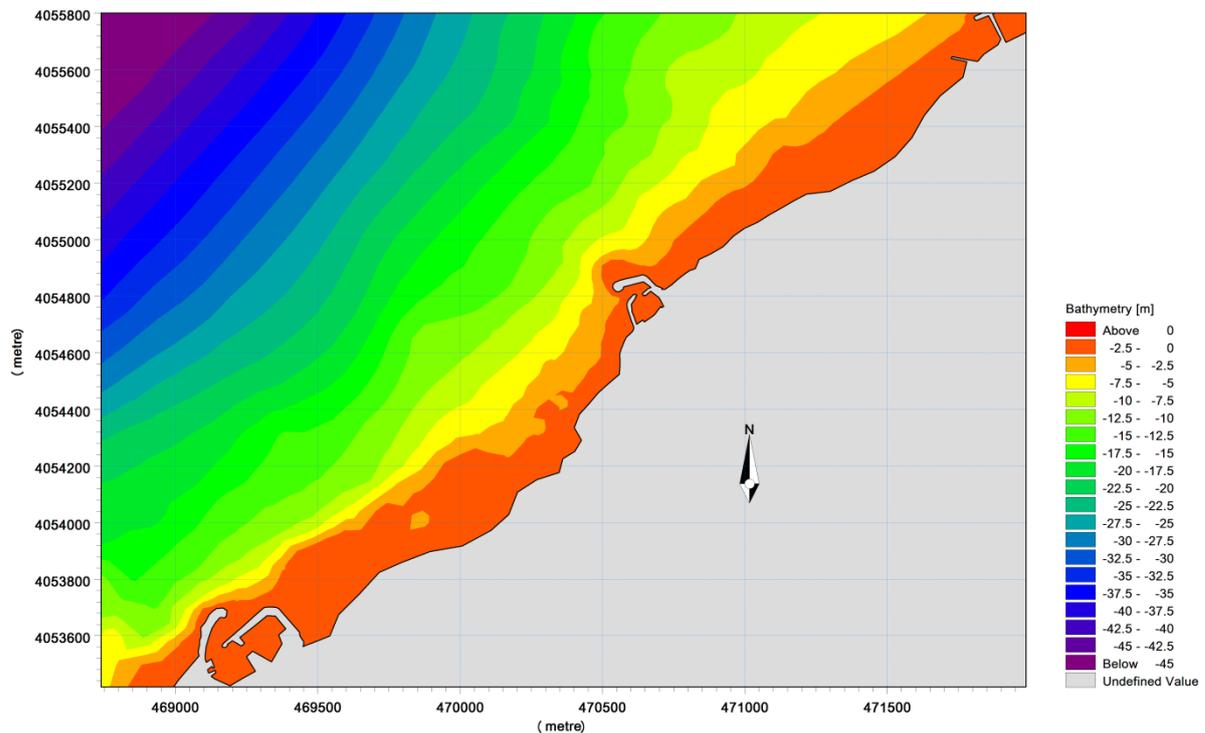


Figure 5.8 : Levée bathymétrique du site (Khemisti)

V.5.2 Résultats et Discussion

a) Action des houles de direction Nord- Est (30°N)

La propagation de la houle (Figure 5.9) se traduit à l’approche du rivage par une modification de ces caractéristiques à savoir une diminution de la hauteur de la houle et une déviation de l’angle d’incidence (phénomène de réfraction). Tableau 5.2

Tableau 5.2 : Evolution de paramètres de la houle (MWD*=30°; H_S=2,56m ; T=8s) déterminés par le module SW

Paramètres de la houle	En eau profonde d ≥ 20 m	En eau peu profonde d < 20 m
La hauteur H _S	2,56m	2,02m
La direction θ	30°	15°
La période T	8s	7,83s

Le paramètre H_{rms} représente la hauteur de la houle en mètre, les vecteurs représentent de par leur sens la direction de propagation de la houle, leurs longueurs étant proportionnelles à la hauteur de la houle. On note également la diffraction au niveau de la jetée principale. H_{rms} varie au voisinage du rivage comme suit :(H_{rms} min=0,21m, H_{rms} moy=0,47m, H_{rms} max=0,95m, H_{rms} Ecart type=0,16m)

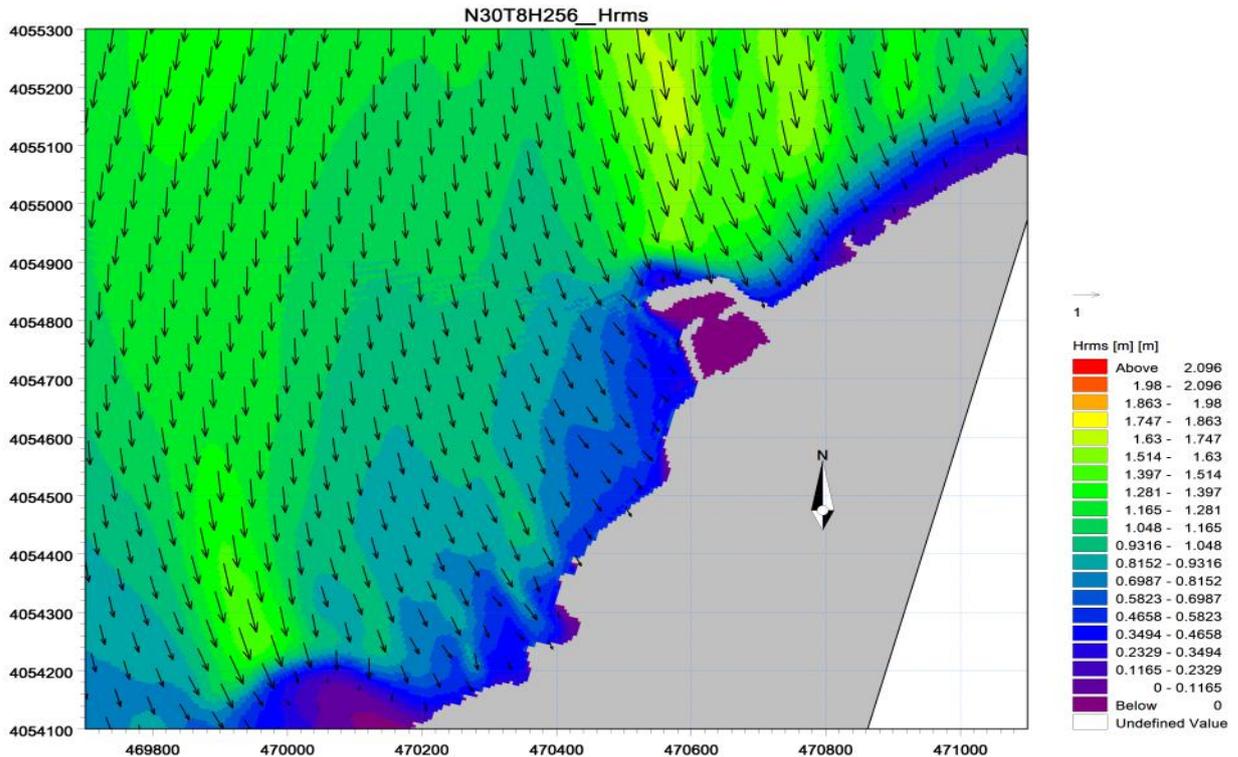


Figure 5.9 : Répartition du champ de réfraction de la houle
(MWD=30° ; H_S=2,56m ; T=8s)

Les courants littoraux induits par la houle (Figure 5.10) sont de direction Est–Ouest et évoluent près du rivage en zone de déferlement en longeant la jetée principale avec une intensité importante ; une seconde zone de ce courant , prend naissance de l’Est vers l’ Ouest, mais avec une intensité presque égale ; Il est également à noter la naissance d’un champ turbulence au nord (au contact avec la jetée principale) du port ce qui est en faveur d’une mobilisation permanente des sédiments ; Dans la représentation graphique, les vecteurs représentent de par leur sens la direction du courant, leurs longueurs étant proportionnelles au gradient de vitesse. Les vitesses de courant varient au voisinage du rivage de la manière suivante : ($U_{\min}=0,02\text{m/s}$, $U_{\text{moy}}=0,27\text{m/s}$, $U_{\max}=1,25\text{ m/s}$, $U_{\text{Ecart type}}=0,20\text{ m/s}$).

¹ MWD* : *Mean Wave Direction* (la direction moyenne de la houle)

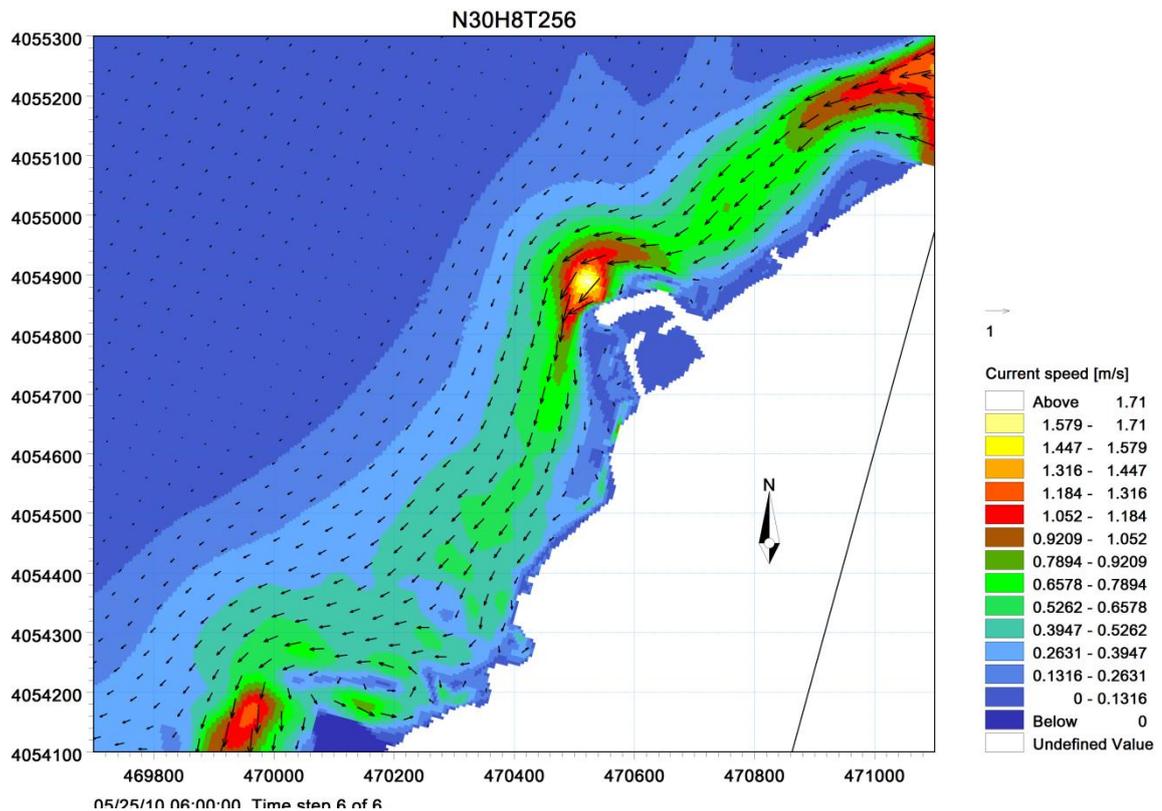


Figure 5.10 : Répartition du champ des courants littoraux :
Houle incidente (MWD=30° ; $H_S=2,56\text{m}$; $T=8\text{s}$)

Sur le plan sédimentologique la capacité de transport solide exprimée en $\text{m}^3/\text{an}/\text{m}$ (Figure 5.11) .La capacité du transport solide des courants caractérise le mouvement des particules sédimentaires non cohésives. Notamment, les résultats montrent que la zone littorale située au nord du port est sujette au transport sédimentaire, les abords de ces derniers ne sont pas affectés. Les houles obtenues de direction Nord-Est (N30°) n’ont pas un impact direct sur l’ensablement du port. Les valeurs $q_{t \text{ min}}=20,78 \text{ m}^3/\text{ans}/\text{m}$, $q_{t \text{ moy}}=1378,43 \text{ m}^3/\text{ans}/\text{m}$, et $q_{t \text{ max}}=20603,60 \text{ m}^3/\text{ans}/\text{m}$, $q_{t \text{ Ecart type}}=2524,89 \text{ m}^3/\text{ans}/\text{m}$ représentent la variation du flux sédimentaire au voisinage du rivage, influence par la présence de l’ouvrage portuaire.

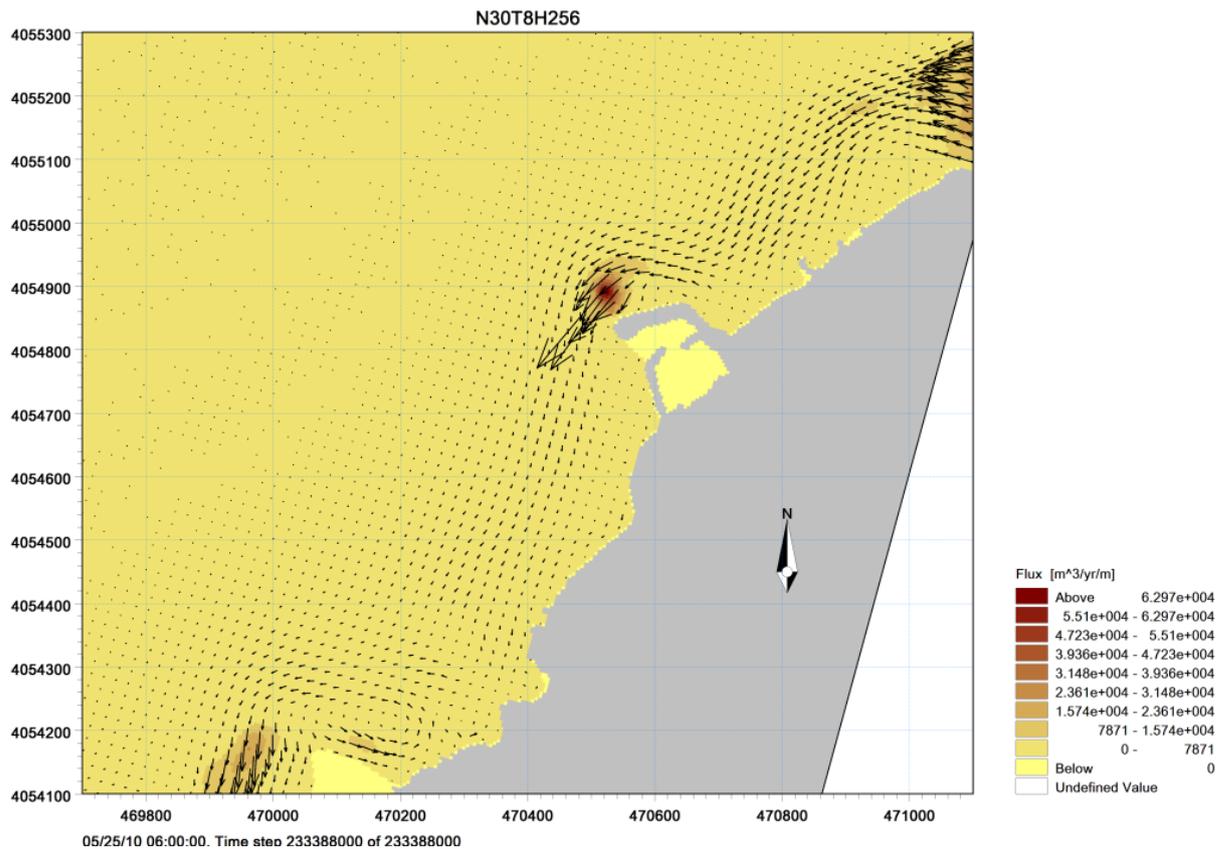


Figure 5.11 : Capacité du transport solide (MWD=30° ; H_S=2,56m ; T=8s)

b) Action des houles de direction Ouest (270°N)

La propagation de la houle (Annexe B_ Figure B.6) se traduit à l’approche du rivage par une modification de ces caractéristiques à savoir une diminution de la hauteur de la houle et une déviation de l’angle d’incidence (phénomène de réfraction). Tableau 5.3

Tableau 5.3 : Evolution de paramètres de la houle (MWD=270°; H_S=2,67m ; T=8s) déterminés par le module SW

Paramètres de la houle	En eau profonde d ≥ 20 m	En eau peu profonde d < 20 m
La hauteur H _S	2,67m	2,46m
La direction θ	270°	274°
La période T	8s	7,83s

Les hauteurs significatives de la houle H_{rms} min=0,21m, H_{rms} moy=0,58m et H_{rms} max=1,20m, H_{rms} Ecart type=0,23m sont enregistrées au voisinage du rivage. Les courants littoraux sont induits par la houle (Annexe B_ Figure B.22) sont de direction Ouest-Est et évoluent près du rivage en zone de déferlement en longeant la jetée principale avec une

intensité très importante ; ce courant montre une seconde branche qui repart de l’Ouest vers l’Est mais avec une grande intensité et la naissance d’un champ tourbillonnaire au Nord-Est et dans l’Ouest du port ce qui provoque une mobilisation permanente des sédiments. Les valeurs de vitesse de courant au voisinage de rivage varient comme suit: ($U_{min}=0,005$ m/s, $U_{moy}=0,28$ m/s, $U_{max}=0,81$ m/s, $U_{Ecart\ type}=0,19$ m/s). La capacité de transport solide (Annexe B_ Figure B.26) traduit également la forte agitation notée au niveau des champs de courant ; En effet la zone littorale située au nord du port et le long de la jetée principale est sujet à un transport sédimentaire très important, le flux maximum est enregistré dans la partie Nord et Ouest du port. On note aussi, la déviation de la trajectoire de ce flux vers le bassin du port. Ce flux perd de son intensité en allant vers le large. Suivant les profils du flux sédimentaire en fonction de la distance cumulée de l’Ouest vers l’Est (Profil N°9, Profil N°10, Profil N°11), nous avons estimé les valeurs de débits solides : ($q_{t\ min}=54,27$ m³/ans/m, $q_{t\ moy}=1611,22$ m³/ans/m, $q_{t\ max}=7077,02$ m³/ans/m, $q_{t\ Ecart\ type}=1716,66$ m³/ans/m) ce qui dénoté l’importance du flux sédimentaire au voisinage de l’aménagement et du rivage .

c) Action des houles de la direction Nord Ouest (310°N)

La propagation de la houle se traduit également à l’approche du rivage par une modification de ces caractéristiques à savoir une diminution de la hauteur de la houle et une déviation de l’angle d’incidence du au phénomène de réfraction. Tableau 5.4

Tableau 5.4 : Evolution de paramètres de la houle (MWD=310°; $H_s=2,64$ m ; T=8s) déterminés par le module SW

Paramètres de la houle	En eau profonde $d \geq 20$ m	En eau peu profonde $d < 20$ m
La hauteur H_s	2,64m	2,45m
La direction θ	310°	309°
La période T	8s	7,84s

L’action des houles de direction Nord-Ouest au voisinage du rivage, se traduit par une variation de la hauteur significative de la manière suivante: ($H_{rms\ min}=0,21$ m, $H_{rms\ moy}=0,57$ m, $H_{rms\ max}=1,13$ m, $H_{rms\ Ecart\ type}=0,22$ m) et une diffraction au niveau de la jetée principale (Figure 5.12 et 5.13).

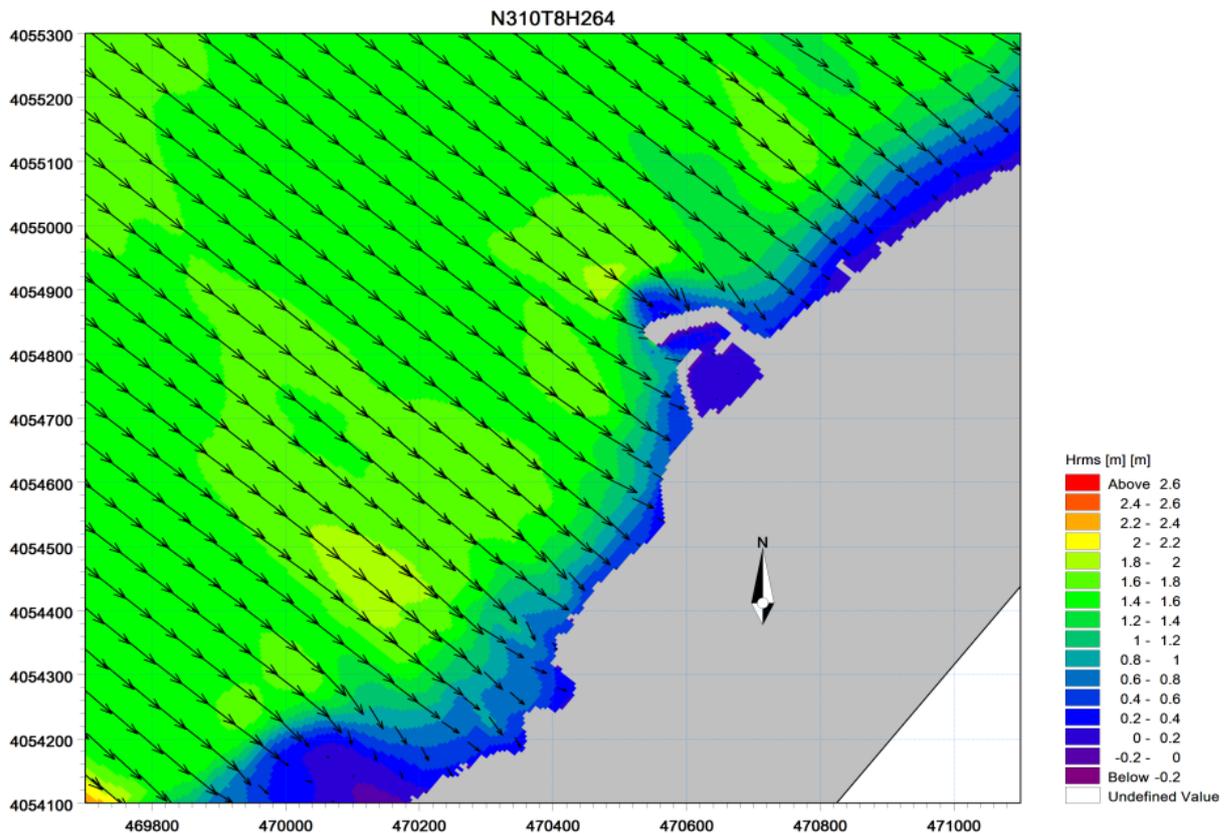


Figure 5.12 : Champ de réfraction de la houle (MWD=310°N ; $H_S=2,64$ m ; T=8s)

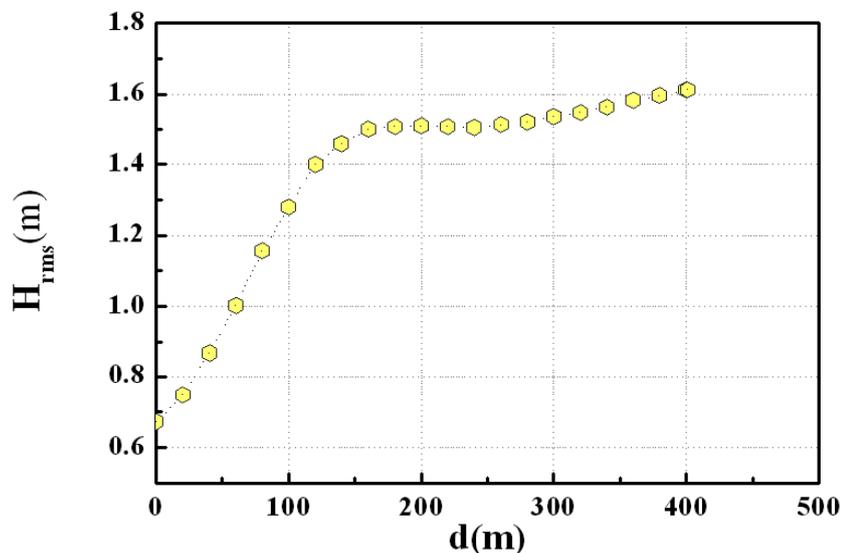


Figure 5.13 : Variation de H_{rms} en fonction de la distance au niveau du Profil n°4

Les contraintes de radiations sont en évolution décroissantes du rivage vers le large suivant le profil n°4. Au voisinage de la jetée principale et d'après le profil n°10 et les Figure 5.14 et 5.15, les contraintes prennent des valeurs minimales et maximales le long de la ligne du trait de côte, elles varient comme suit:

- $S_{xx\ min}=0,08\ m^3/s^2, S_{xx\ moy}=0,61\ m^3/s^2, S_{xx\ max}=2,11\ m^3/s^2, S_{xx\ Ecart\ type}=0,43\ m^3/s^2$

- $S_{xy \min} = -0,37 \text{ m}^3/\text{s}^2, S_{xy \text{ moy}} = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}^2, S_{xy \max} = 0,52 \text{ m}^3/\text{s}^2, S_{xy \text{ Ecart type}} = 0,16 \text{ m}^3/\text{s}^2$
- $S_{yy \min} = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}^2, S_{yy \text{ moy}} = 0,26 \text{ m}^3/\text{s}^2, S_{yy \max} = 1,03 \text{ m}^3/\text{s}^2, S_{yy \text{ Ecart type}} = 0,21 \text{ m}^3/\text{s}^2$

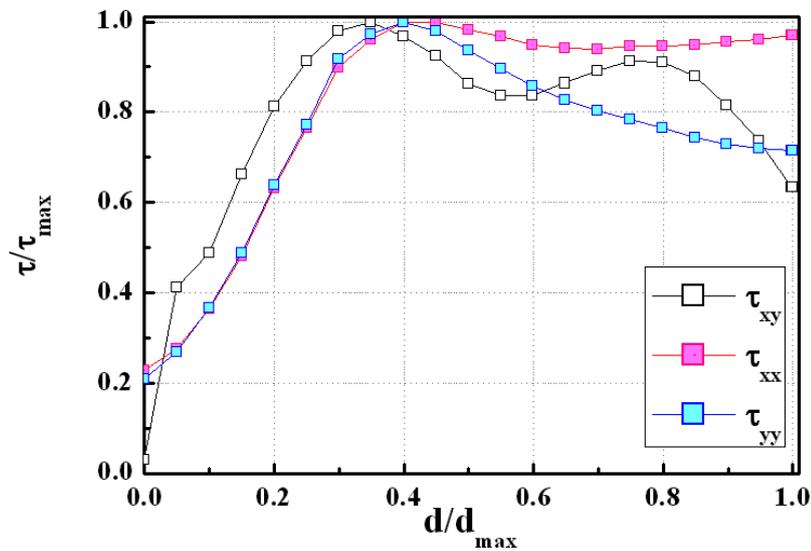


Figure 5.14 : Représentation adimensionnelle des contraintes de radiation et la distance – Profil n°4

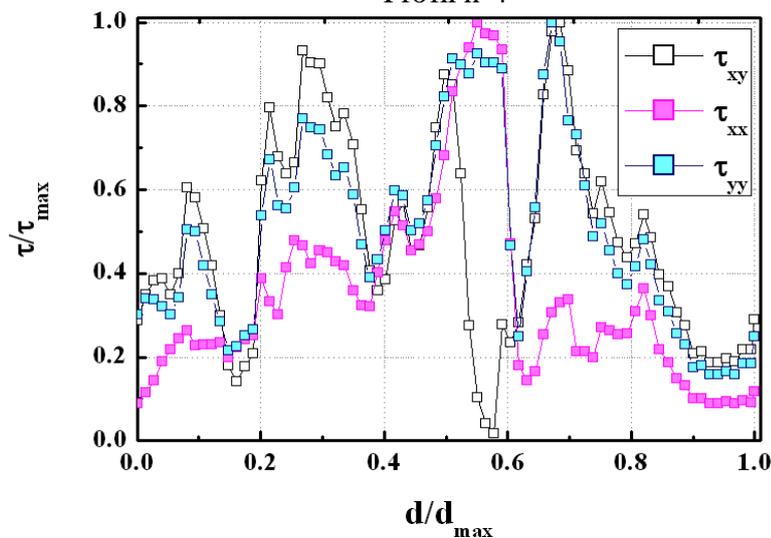


Figure 5.15 : Représentation adimensionnelle des contraintes de radiation et la distance – Profil n°10

Les courants littoraux induits par la houle incidente (figure 5.16) ont une direction Ouest-Est et évoluent avec une grande intensité près du rivage ($U_{\min} = 0,01 \text{ m/s}, U_{\text{moy}} = 0,41 \text{ m/s}, U_{\max} = 1,41 \text{ m/s}, U_{\text{Ecart type}} = 0,31 \text{ m/s}$) et le long de la jetée principale, ce qui implique la naissance d'un tourbillon au voisinage de l'entrée de l'abri de pêche.

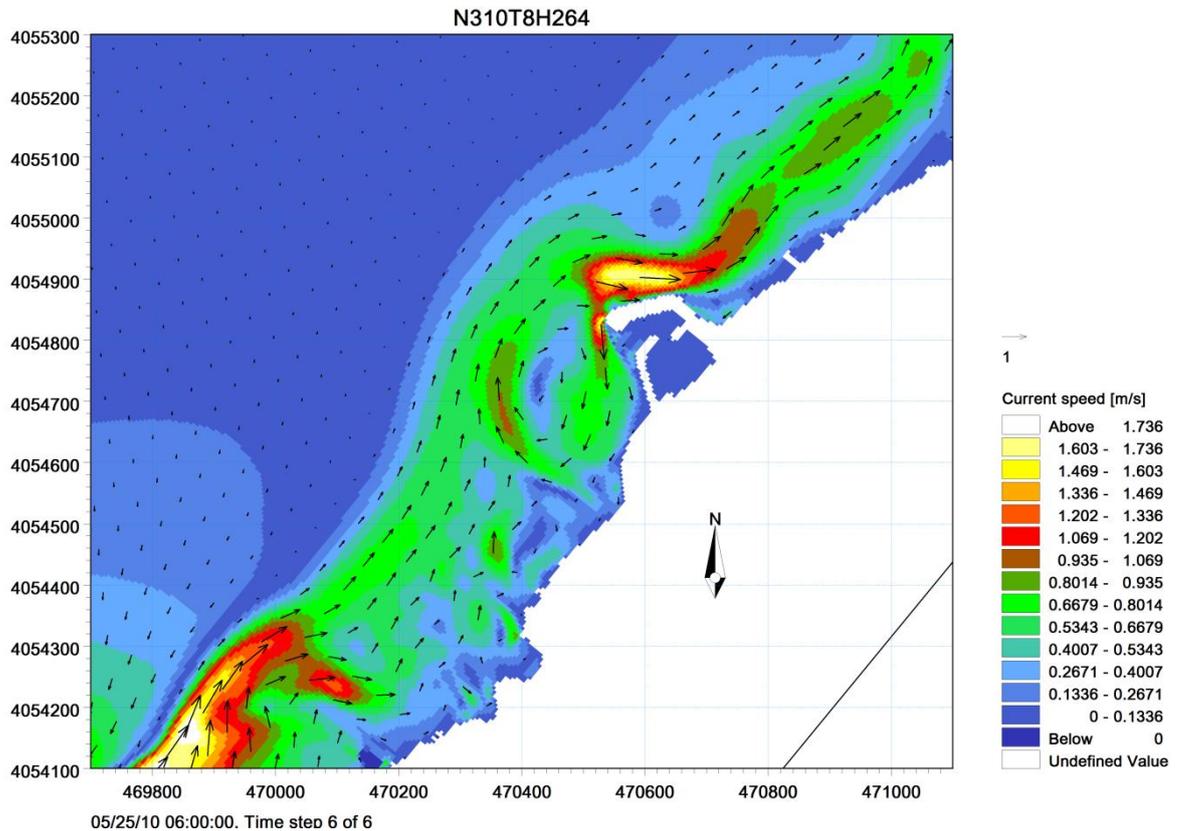


Figure 5.16: Répartition du champ des courants littoraux :
conditions de la houle incidente : $MWD=310^{\circ}N$; $H_s=2,64$ m ; $T=8s$

La capacité de transport sédimentaire se traduit également par la forte agitation observée au niveau des champs de courant ; En effet la zone littorale située au Nord et à l’Ouest de l’abri de pêche et le long de la jetée principale sont les sièges d’un transit sédimentaire important comme le montre les valeurs du flux au voisinage du rivage : ($q_{t \min}=86,16$ m³/ans/m, $q_{t \text{ moy}}=3871,11$ m³/ans/m, $q_{t \max}=36512,20$ m³/ans/m, $q_{t \text{ Ecart type}}=7242,56$ m³/ans/m).

Le flux maximum se localise à l’Ouest de l’abri de pêche (figure 5.17) ce qui provoque la déviation des trajectoires du flux vers le bassin et qui a tendance à s’atténuer vers le large.

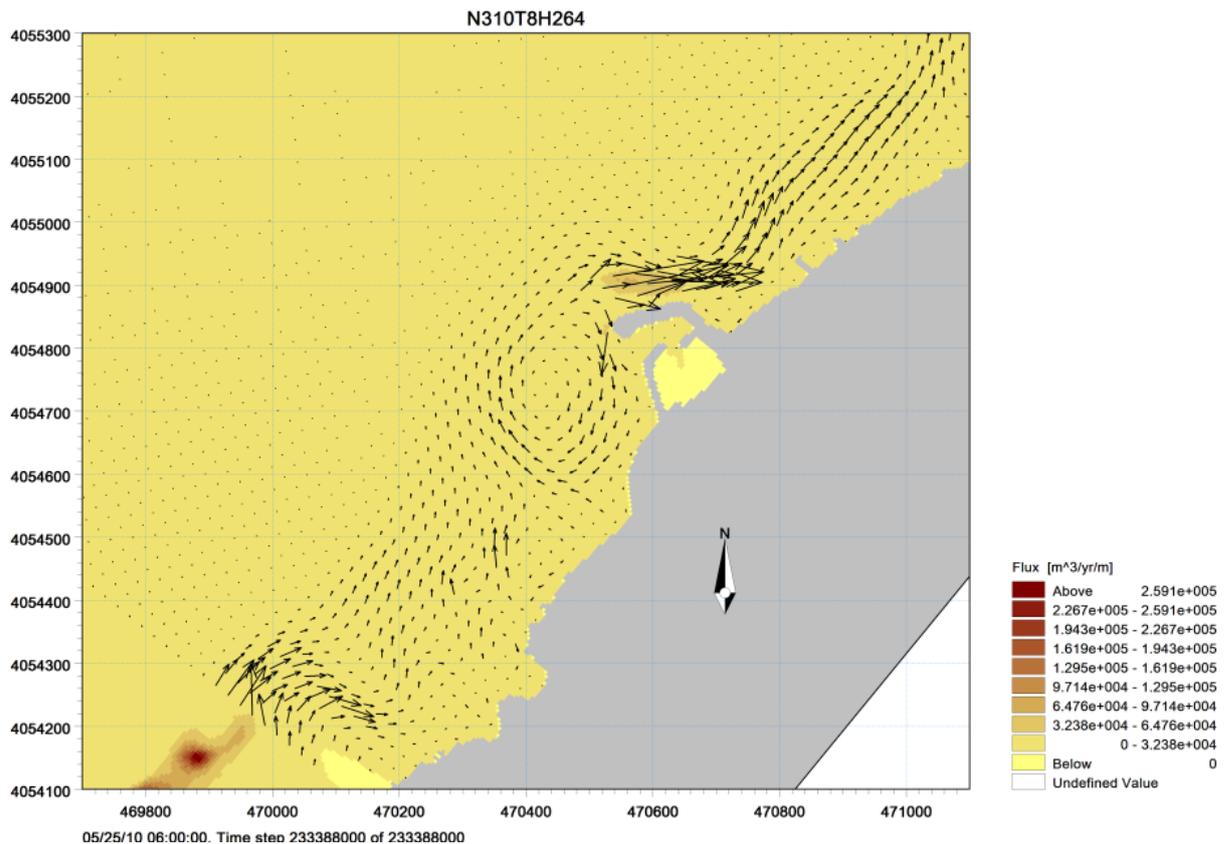


Figure 5.17 : Capacité du transport solide pour Conditions de la houle incidente : MWD=310°N ; $H_S=2,64$ m ; T=8s

d) Action des houles de direction Nord (360°N)

La propagation de la houle (Annexe B_ Figure B.8) se traduit également à l’approche du rivage par une modification de ces caractéristiques à savoir une diminution de la hauteur de la houle et une déviation de l’angle d’incidence dans la zone de réfraction par profondeur (*Shoaling*).

Tableau 5.5 : Evolution de paramètres de la houle (MWD=360°; $H_S=2,67$ m ; T=8s) déterminés par le module SW

Paramètres de la houle	En eau profonde $d \geq 20$ m	En eau peu profonde $d < 20$ m
La hauteur H_S	2,67m	1,87m
La direction θ	360°	354°
La période T	8s	7,82s

L’action des houles de direction Nord au voisinage du rivage se traduit par une variation de la hauteur significative H_{rms} comme suit : (H_{rms} min=0,21 m, H_{rms} moy=0,51 m, H_{rms} max=0,78

m, H_{rms} Ecart type=0,15 m), d'une vitesse de courant (*current speed*) variable avec $U_{min}=0,11$ m/s , $U_{moy}=0,38$ m/s et $U_{max}=0,82$ m/s, $U_{Ecart\ type}=0,16$ m/s et un flux sédimentaire important ($q_{t\ min}=323,11$ m³/ans/m, $q_{t\ moy}=2538,52$ m³/ans/m, $q_{t\ max}=8507,80$ m³/ans/m, $q_{t\ Ecart\ type}=2145,16$ m³/ans/m).

Les courants littoraux induits par la houle (Annexe B_ Figure B.24) sont de direction Est-Ouest et évoluent près du rivage dans la zone de déferlement en longeant la jetée principale avec une intensité considérable ; elles diminuent progressivement en se dirigeant vers le large. Sur le plan sédimentologique la capacité de transport solide (Annexe B_ Figure B.28) montre que la zone littorale située au nord, Est et Ouest du port, le long de la jetée principale est sujette à un transport sédimentaire important, le flux maximum est enregistré dans la partie Nord-Est. Ce flux perd de son intensité vers le large. Ces résultats traduisent la forte agitation enregistrée du courant derrière la nouvelle jetée.

V.6 Etudes des variantes d'aménagement

Après avoir examiné l'état initial du site et mis en évidence les facteurs hydrodynamiques à l'origine de l'ensablement du port, il est clair que les courants littoraux constituent la force motrice du transit sédimentaire suivant le sens dominant des houles incidentes dans la direction Ouest -Est par rapport à la passe d'entrée.

La recherche d'un dispositif de lutte contre ce phénomène d'ensablement revient à agir directement sur ces courants littoraux générés par la houle. A cet effet nous avons examiné trois variantes de protection qui consistent en l'introduction d'un ouvrage ayant pour objectif l'atténuation de l'action des courants.

V.6.1 Variante I

La première variante consiste à prolonger la jetée principale actuelle par une jetée secondaire d'une longueur totale de 275ml, faisant un angle de 75.44° (ver le large) par rapport a l'axe initial de la jetée secondaire, avec une implantation d'une autre jetée principale d'une longueur de égale à 690 ml, faisant un angle de 218.95° (vers le large) par rapport a l'axe initial de la jetée principale. Cette jetée principale est projetée en objectif d'accélérer la vitesse des courants littoraux au niveau du port pour transporter les sédiments en dehors de la zone portuaire (vers le large). Dans cette variante, la passe d'entrée du port sera de l'Est vers l'Ouest (Figure 5.18).

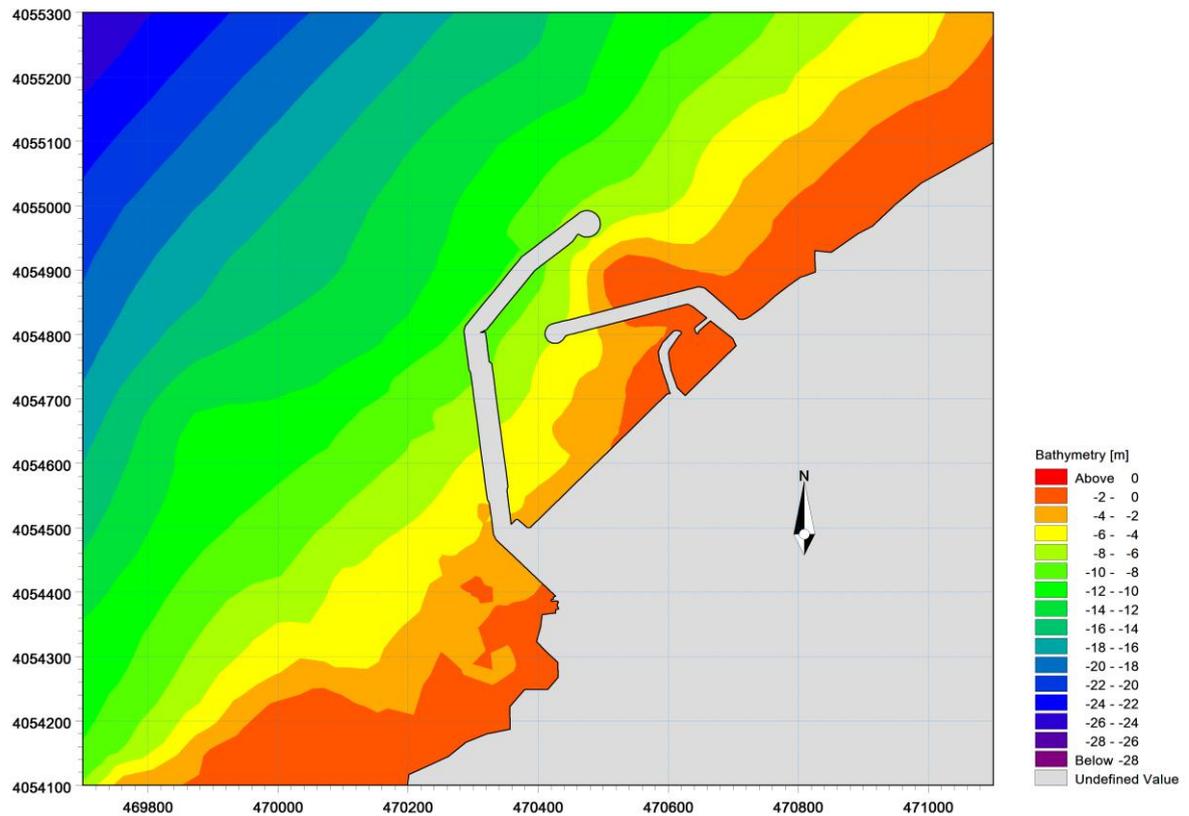


Figure 5.18 : Schéma de la variante d'aménagement N°1

V.6.2 Variante II

La deuxième variante proposée (la variante choisie), représente par un prolongement de la jetée principale existante par une jetée secondaire d'une longueur égale à 224 ml, faisant un angle de 75.44° (ver le large) par rapport a l'axe initial de la jetée secondaire, la seconde jetée principale à une longueur égale à 774 ml, faisant un angle de 218.95° (vers le large) par rapport à l'axe initial de la jetée principale. La passe d'entrée du port sera de l'Est vers l'Ouest (Figure 5.19).

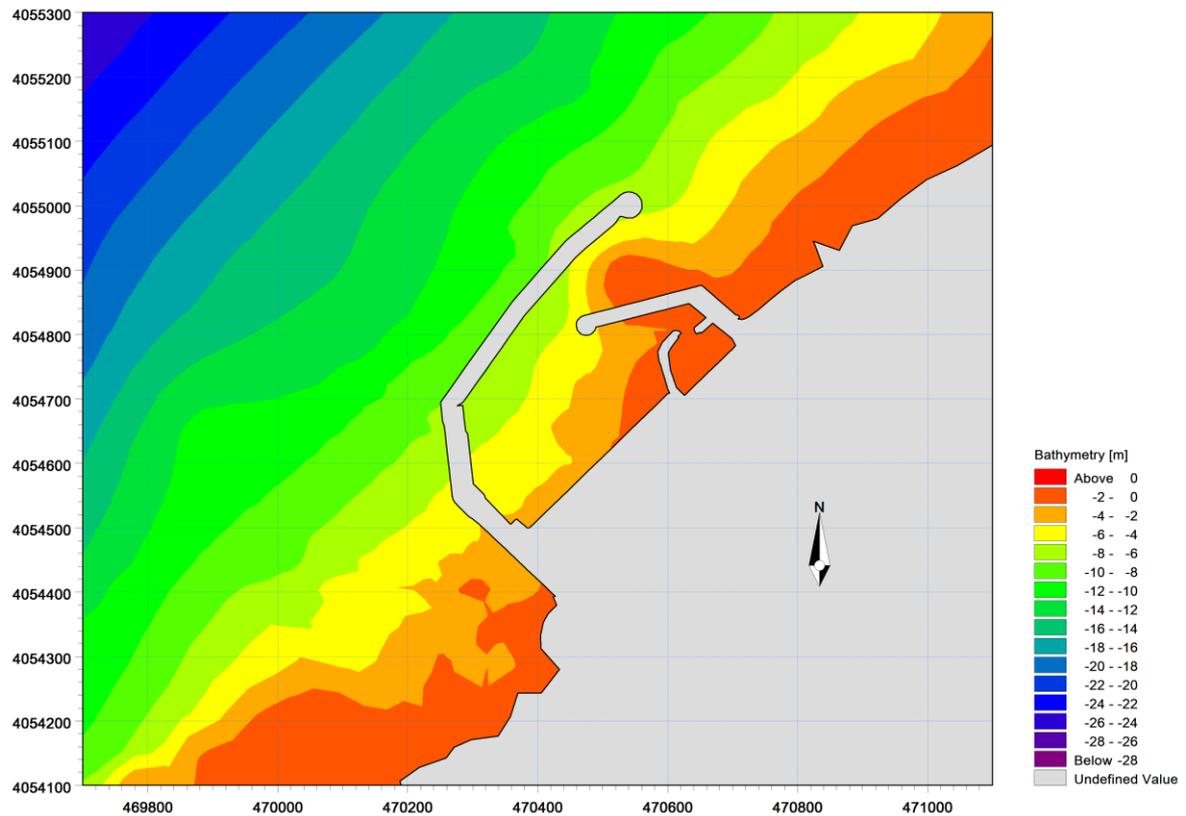


Figure 5.19 : Schéma de la variante d'aménagement N°2

V.6.3 Variante III

Dans la troisième variante, la passe d'entrée du port sera orientée d'Ouest vers l'Est, cette variante consiste un prolongement de la jetée principale existante à une autre jetée principale d'une longueur totale égale à 620 ml, faisant un angle de 75° (vers le large) par rapport à l'axe initial de la jetée principale initiale, la longueur de la jetée secondaire égale à 255 ml, faisant un angle de 134° par rapport à l'axe initial de la jetée secondaire, ces jetées sont projetées en vu de dévier les flux sédimentaire vers le large. (Figure 5.20).

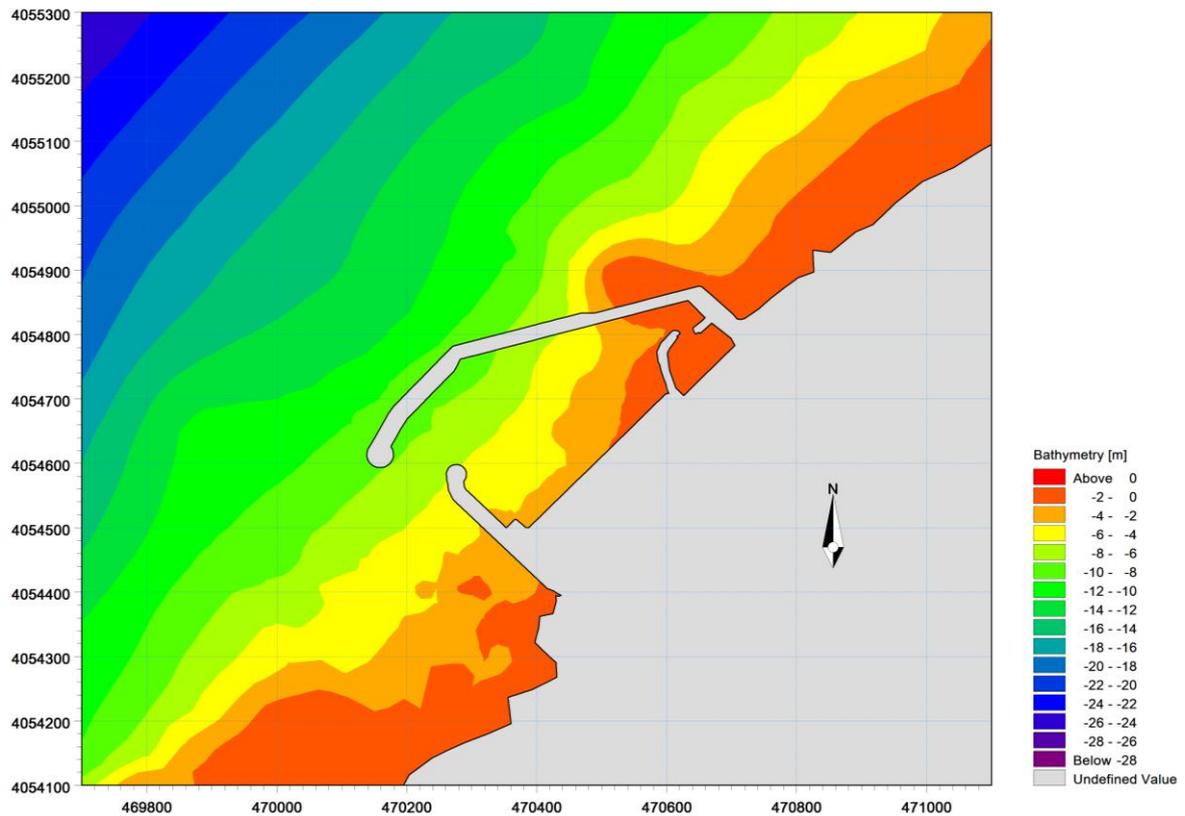


Figure 5.20 : Schéma de la variante d'aménagement N°3

V.6.4 Résultats et discussion

Vu l'objet de cette étude et après avoir effectué une simulation numérique en prenant en compte les trois variantes de l'aménagement proposées précédemment, nous avons opté pour la variante N°2, et ce en raison des résultats obtenus ci-après :

a) Houles du secteur nord est (30°N)

L'effet du prolongement de la jetée principale du port et l'introduction de la nouvelle jetée principale sur la propagation de la houle se traduit par l'apparition d'une zone un peu calme au niveau du bassin comme le montre la figure 5.21.

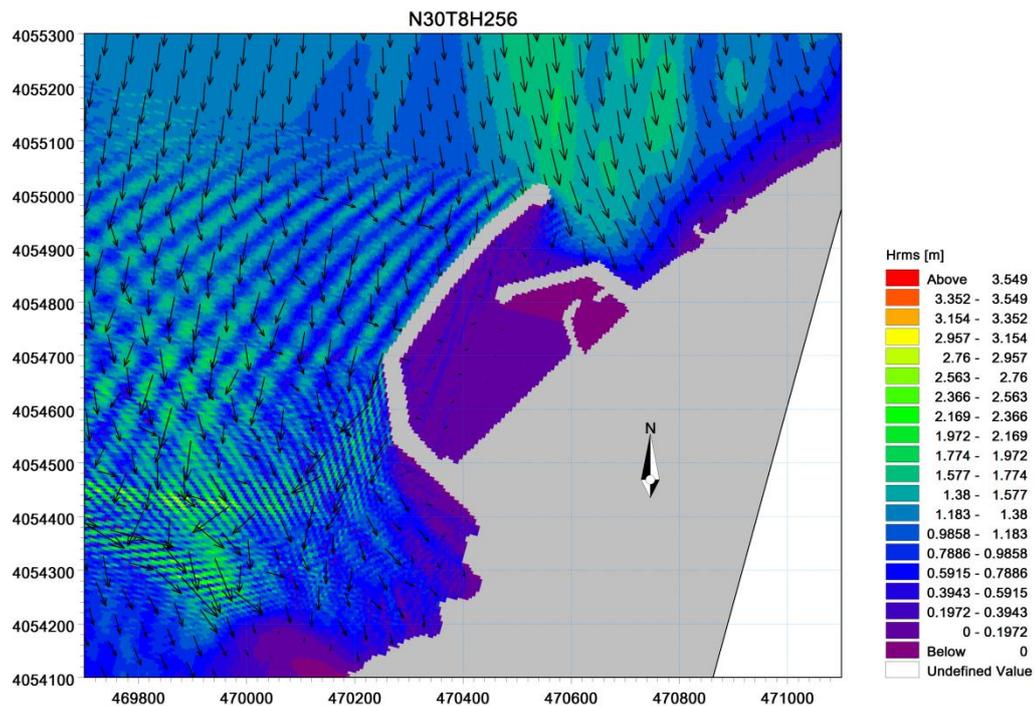


Figure 5.21 : Champ des vitesses de réfraction de l'aménagement

Pour les conditions de houle : $MWD=30^\circ$; $H_S=2,56m$; $T=8s$

A travers la figure 5.22, nous pouvons remarquer que l'implantation des jetées a un effet important sur la déviation des courants vers le large. On note également, l'apparition de faibles champs tourbillonnaires côté nord de la jetée secondaire.

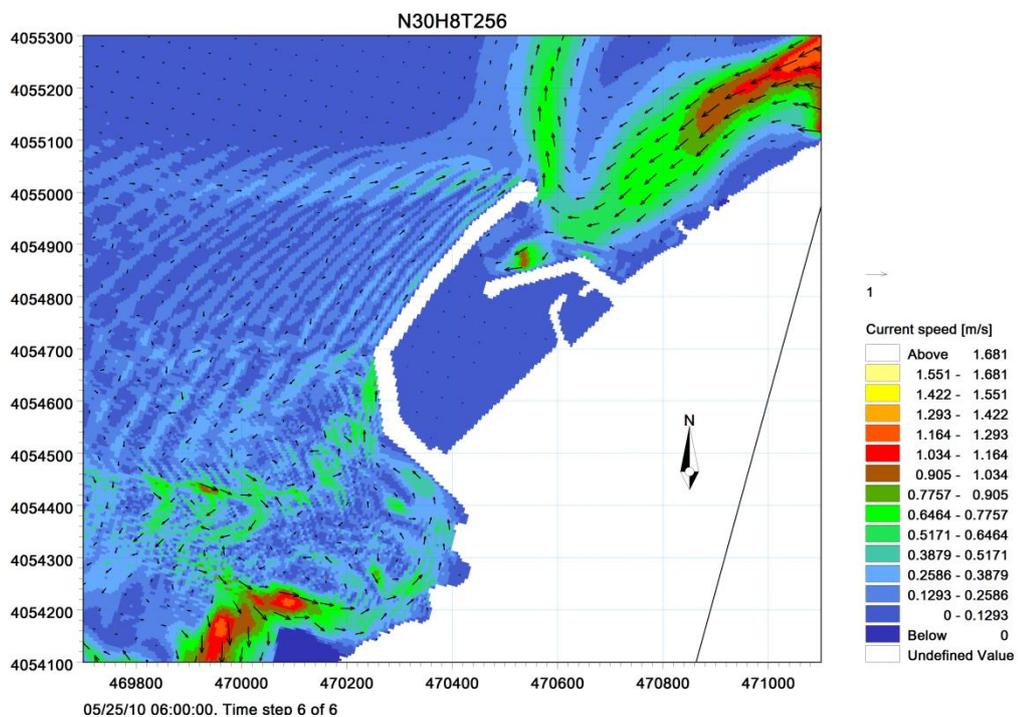


Figure 5.22 : Champ des courants de la houle

Pour les conditions de houle : $MWD=30^\circ$; $H_S=2,56m$; $T=8s$

La jetée principale joue un rôle très important dans la déviation du flux sédimentaire vers le large avec une atténuation considérable des apports en sédiments vers le port, malgré cela on a enregistré au niveau du bassin du port un faible flux sédimentaire (figure 5.23).

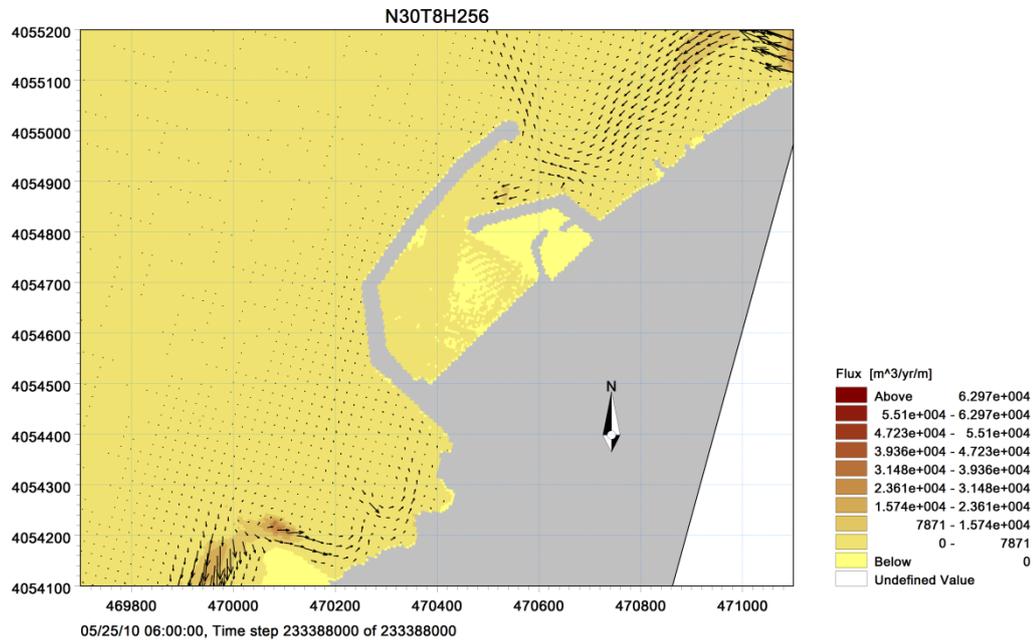


Figure 5.23: Capacité du transport solide au voisinage de l'aménagement

Pour les conditions de houle: $MWD=30^{\circ}N$; $H_s=2,56$ m ; $T=8$ s

b) Houles du secteur ouest ($270^{\circ}N$)

L'effet de l'implantation de ces ouvrages sur la propagation de la houle se traduit par l'apparition d'une zone calme aux abords immédiats du port (Annexe B_ Figure B.30)

Au niveau de la circulation des courants (Annexe B_ Figure B.34) l'implantation des ouvrages a pour effet la déviation des courants vers le large et une nette atténuation de l'activité des courants aux abords du port. On note que la jetée principale a joué un rôle principal dans la déviation des courants vers le large. On note également l'apparition d'un courant tourbillonnaire côté Est du port.

Du point de vu transport sédimentaire le transport aux abords de la zone du port est quasiment nulle (Annexe B_ Figure B.38) .Dans cette variante le deux jetées (principale et secondaire) jouent un rôle très important dans la déviation du flux vers le large et de ce fait atténuent considérablement les apports vers le port.

c) Houles du secteur nord ouest (310°N)

L'effet de l'implantation de ces ouvrages sur la propagation de la houle se traduit par l'apparition d'une zone calme aux abords immédiats du port (Annexe B_ Figure B.31)

Au niveau de la circulation des courants (Annexe B_ Figure B.35) l'implantation des ouvrages a pour effet la déviation des courants vers le large et une nette atténuation de l'activité des courants aux abords du port. On note que la jetée principale a joué un rôle principal dans la déviation des courants vers le large. On note aussi également l'apparition d'un courant tourbillonnaire côté Est du port.

Du point de vu transport sédimentaire le transport aux abords de la zone du port est quasiment nul (Annexe B_ Figure B.39) .Dans cette variante les deux jetées (principale et secondaire) jouent un rôle très important dans la déviation du flux vers le large et atténuent ainsi considérablement les apports vers le port.

d) Houles du secteur nord (360°N)

L'effet de l'implantation de ces ouvrages sur la propagation de la houle se traduit par l'apparition d'une zone calme aux abords immédiats du port (Annexe B_ Figure B.32)

Au niveau de la circulation des courants (Annexe B_ Figure B.36) l'implantation des ouvrages a pour effet la déviation des courants vers le large et une nette atténuation de l'activité des courants aux abords du port. On note également l'apparition d'un courant tourbillonnaire côté Est et Ouest du port.

Du point de vu transport sédimentaire la jetée principale joue un rôle très important dans la déviation du flux vers le large, mais nous avons constaté une quantité de flux sédimentaire au contact avec la jetée secondaire (Annexe B_ Figure B.40).

V.6.5 Variante adoptée

Le diagnostic approfondi de l'état initial de cet aménagement, nous a guidé à proposer les solutions nécessaires pour protéger le port contre les actions de la houle.

Suite à la simulation numérique dans les deux directions N°30 et N°360 (Annexe B_ Figure B.37, Annexe B_ Figure B.40), nous avons constaté un certain pourcentage de flux sédimentaire au niveau du bassin du port pour cela nous avons proposé un épi de 180 m de longueur et 12m de largeur au coté Est du port afin de limiter le flux sédimentaire qui vient du coté Est, en déviant les flux sédimentaires vers le large, les résultats sont indiqués sur la figure 5.24.

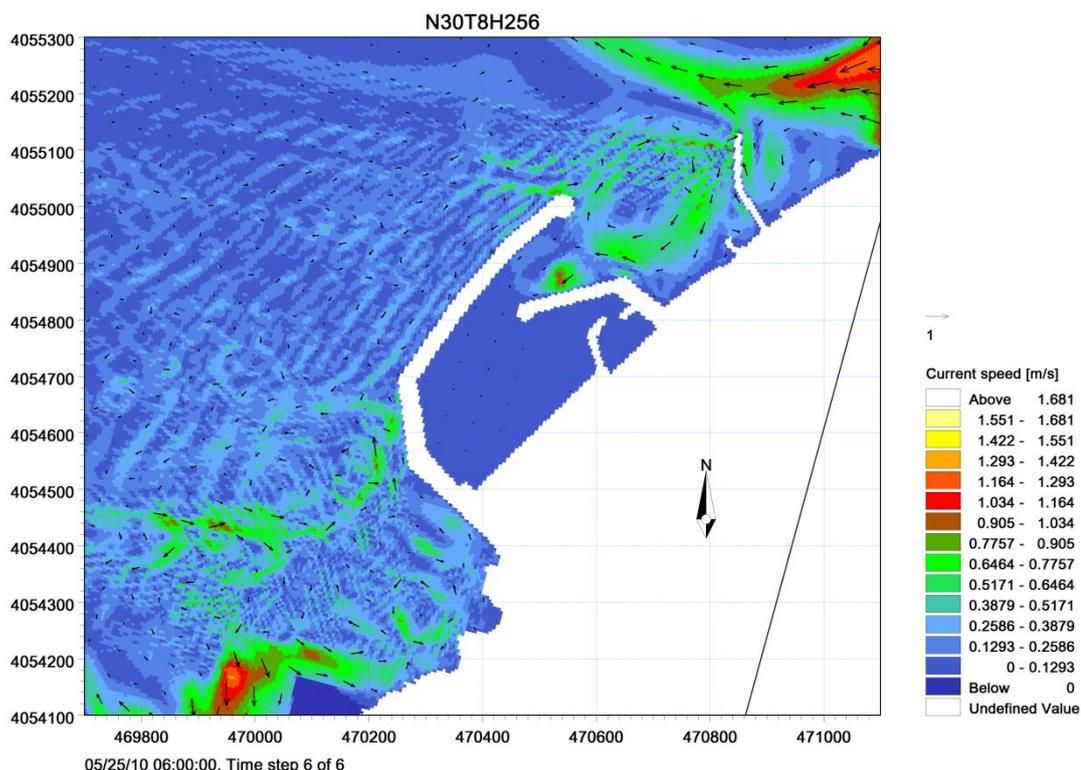


Figure 5.24 : La variante d’aménagement avec un épi sur la coté Est du port

Pour les conditions de houle: MWD=30°N ; H_s=2,56 m ; T=8s

V.7 Etude de l’évolution de profil de la plage

En utilisant le module LITPROF, nous avons étudié l’évolution du profil de la plage pendant des tempêtes de 12 :00 h ,24 :00 h et 48 :00 heures respectivement sur les quatre profils, le profil n°1 et le profil n°2 situés dans la partie Ouest du port et le profil n°7 et le profil n°8 dans la partie Est pour les 04 directions respectivement N°30, N°270, N°310, N°360.

Tableau 5.6 : Paramètres retenus pour le calcul avec le code LITPROF.

Paramètre	Valeur
D ₅₀	0,20 mm
Porosité n	0,40
Densité s	2,65
Vitesse de chute	0,02465 m.s ⁻¹
Modèle d’agitation des Vagues	Isobe et Horikawa
Coefficient de déferlement γ_1	0,88
Coefficient de déferlement γ_2	0,60

- Profil N°1
Ce profil, situé dans la partie Ouest du port, montre que le fond marin n'est pas régulier, la cote de ce dernier varie entre 0 et -5 m. cette irrégularité est représentée par une rupture de pente à la cote -2m avec une pente de l'ordre de 13% suivie d'un replat qui s'étend sur une distance d'environ 55m. Au delà de 5m de profondeur, le fond marin est régulier et présente une pente de 2 %.
- Profil N°2
Situé à la partie Ouest indique que le fond marin est plus ou moins régulier avec une pente moyenne de 1.7 %.
- Profil N°7
Ce profil situé dans la partie Est du port indique que le fond marin est de bathymétrie régulière avec une dénivelée de -9.94 m et une pente moyenne de 2.49%.
- Profil N°8
Se trouvant dans la partie Est du port, la dénivelée est de -9.72 m avec une pente moyenne de 2.24%.

Discussion de résultats

Après avoir effectué la simulation numérique, les profils initiaux ont été comparé avec les profils finaux en tenant compte de la direction choisie N°310 (variante choisie) (Figure 5.25). Cette comparaison montre que le mouvement des particules sédimentaires s'effectue vers le large, ce qui signifie un transport sédimentaire dans la zone d'étude Khemisti (Annexe C_ Figures C.1, C.2, C.3, C.4).

Selon les profils d'évolution de la plage, les surfaces du sédiment érodées sont presque égales aux surfaces cumulées au pied du profil, ce qui montre un équilibre sédimentaire vers le large. La surface de terrain montre la morphologie en résultant après 24 heures d'agitation par exemple, une barre avec une profondeur de crête autour de 0,92 m, 110,44 m de rivage a émergé. La position de la barre correspond à des zones où l'essentiel des vagues se déferlent.

Les surfaces érodées varient en fonction de la période de tempête :

- Si la période de simulation de tempête augmente implique une augmentation des surfaces érodées.
- Si la période de simulation de tempête diminue implique une diminution des surfaces érodées.

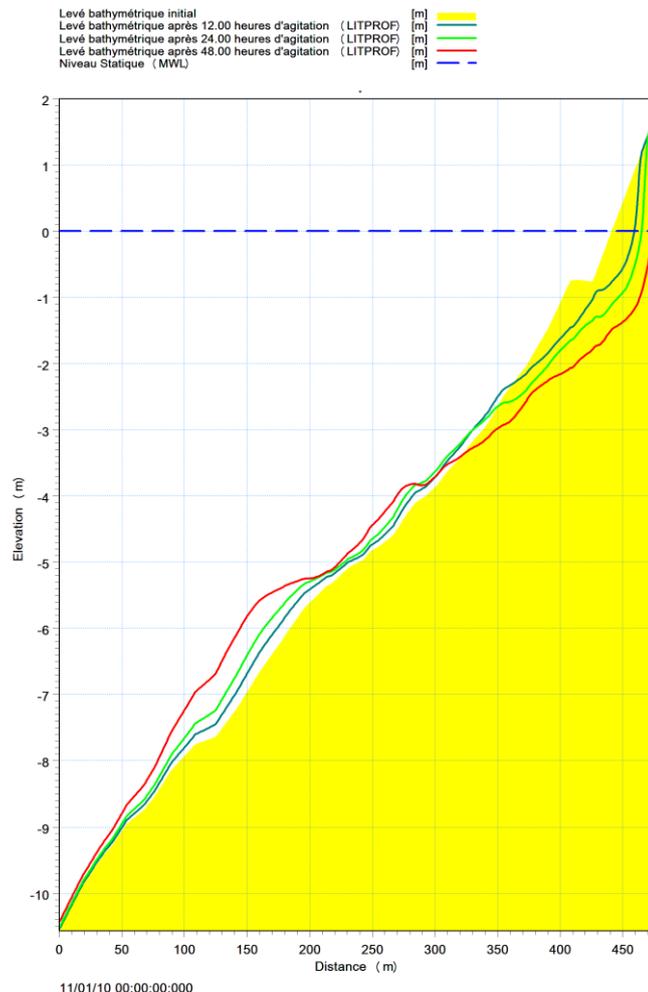


Figure 5.25 : Evolution du profil de la plage : Cas du profil Est N°2
 Condition de houle : MWD=310° ; H_S =2,56m ; T=8s

V.8 Conclusion et recommandations

Dans ce chapitre, on a pu modéliser l’action de la houle et analyser son impact sur le port de Khemisti en vu de protéger ce dernier contre le flux sédimentaire enregistré ; les courants et de contrôler l’agitation portuaire. Pour cela, on a diagnostiqué l’état initial du port et compte tenu des paramètres structuraux et physiques des sédiments en place et les conditions aux limites du domaine et système de forçage hydrodynamique, nous avons pu à travers une étude comparative de plusieurs variantes d’aménagement opter pour la variante optimale (variante 02), à la fois, techniquement et économique.

La variante choisie est ainsi la plus appropriée à la problématique du déséquilibre sableux au voisinage du port. En effet, ce port sera protégé contre les flux sédimentaires et les

² MWL : *Mean Wave Level* (Le niveau statique)

courants, défavorables aux conditions d'exploitation, quelle que soit la direction de la houle. Néanmoins, cette variante peut être optimisée par l'introduction d'un épi à l'Est du port. Ce dernier a jouera le rôle de déviateur du transport sédimentaire vers le large et diminuera l'agitation au niveau du port.

L'analyse des résultats a montré que les écoulements dominants ayant une direction Ouest-Est avec des vitesses de l'ordre de $U=1,11$ m/s qui sont légèrement grandes par rapport à celles des écoulements Est-Ouest $U=1,03$ m/s. Les contraintes de radiations sont très importantes vers le rivage, les contraintes de radiation de Ouest vers l'Est $S_{xy} = 0,435$ m³/s² est plus grande de par rapport à l'évolution de Est vers l'Ouest $S_{xy} = 0,35$ m³/s² qui se signifier un fort transport sédimentaire de Ouest vers l'Est.

L'étude de la dynamique sédimentaire a montré deux transports orientés respectivement Ouest-Est (N°270, N°310) de $q_t = 43589,00$ m³/an et Est-Ouest (N°30, N°360) de $q_t = 29111,00$ m³/an. En conséquence, la résultante du transport sédimentaire s'effectue dans le sens Ouest-Est avec un volume estimé à $q_t = 14478,00$ m³/an. En plus, les enquêtes sur terrain ont montré que le port actuel de Khemisti connait un ensablement qui constitue un obstacle pour le transit sédimentaire. Cela montre également la validité des simulations numériques effectuées.

Ces ouvrages de protection n'enrayent pas définitivement le transit sédimentaire au niveau de la zone d'étude mais leur fonctionnement permet d'effectuer des dragages d'entretien à fréquence faible, en particulier, si l'épi situé à l'Est est soulagé périodiquement.

D'après les résultats obtenus, il s'avère que la quantité des sédiments mobilisables du côté Ouest est plus importante ($q_t = 14478,00$ m³/an). Il est alors fort recommande d'orienter la passe d'entrée du nouveau port dans le sens contraire du transit résultant, c'est-à-dire vers l'Est.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce travail, on a pu modéliser l'action de la houle et son impact sur le port de khemisti daïra de Bousmail-wilaya de Tipaza en vu de protéger ce dernier contre le flux sédimentaire enregistré ; les courants et de contrôler l'agitation portuaire. Pour cela ; on a diagnostiqué l'état initial du port et compte tenu des paramètres structuraux et physiques des sédiments en place et les conditions aux limites du domaine et système de forçage hydrodynamique, nous avons pu à travers une étude comparative de plusieurs variantes d'aménagement opter pour une variante optimale (variante 02), du point de vue techniquement et économiquement.

La variante choisie est ainsi la plus appropriée à la problématique du déséquilibre sableux au voisinage du port. En effet, le port sera contre les flux sédimentaires et les courants, défavorables aux conditions d'exploitation, et ce quelle que soit la direction de la houle. Néanmoins, cette variante a été optimisée par l'introduction d'un épi à l'Est du port. Ce dernier joue le rôle de déviateur du transport sédimentaire vers le large et diminuera l'agitation au niveau du port.

L'analyse des résultats a montré que les écoulements dominants ayant une direction Ouest-Est avec des vitesses de l'ordre de $U=1,11$ m/s, légèrement supérieures à celles des écoulements Est-Ouest $U=1,03$ m/s. Les contraintes de radiations sont très importantes vers le rivage, les contraintes de radiation de Ouest vers l'Est $S_{xy} = 0,435$ m³/s² est plus grande de par rapport à l'évolution de Est vers l'Ouest $S_{xy} = 0,350$ m³/s² qui se signifier un fort transport sédimentaire de Ouest vers l'Est. L'étude de la dynamique sédimentaire a montré deux transports orientés respectivement Est-Ouest (N°270, N°310) de $q_t = 43\ 589,00$ m³/an et Ouest-Est (N°30, N°360) de $q_t = 29\ 111,00$ m³/an. En conséquence, la résultante du transport sédimentaire s'effectue dans le sens Ouest-Est avec un volume estimé à $q_t = 14478,00$ m³/an.

De plus, les enquêtes sur terrain ont montré que le port actuel de Khemisti connaît un ensablement qui constituant un obstacle pour le transit sédimentaire. Cela montre également la validité des résultats obtenus à partir des simulations numériques effectuées.

Ces ouvrages de protection n'enrayent pas définitivement le transit sédimentaire au niveau de la zone d'étude mais leur fonctionnement permet d'effectuer des dragages et d'entretien à fréquence faible, en particulier, si l'épi situé à l'Est est soulagé périodiquement.

Conclusion Générale

D'après les résultats obtenus, il s'avère que la quantité des sédiments mobilisable du côté Ouest est plus importante ($q_t = 14\,478,00 \text{ m}^3/\text{an}$). De ce fait, nous recommandons vivement d'orienter la passe d'entrée du nouveau port dans le sens contraire du transit résultant, c'est-à-dire vers l'Est.

L'équilibre sédimentaire des profils est confirmé à partir de la simulation numérique de l'évolution du profil de la plage par le LITPROF confrontée aux différents modèles théoriques de profil d'équilibre.

A travers les résultats de cette étude, nous proposons l'établissement des cartes de vulnérabilité des zones à risque à partir d'études diachronique de trait de côte, qui permettront de mieux comprendre les contraintes environnementale qui subissent les côtes, notamment celles qui ont été affectés par les actions anthropiques. A cet effet, il ya lieu de mettre en place une base données permettant d'effectuer des études numériques et physique, qui devrait être consolidées par la mise en place d'un système d'aide à la discussion appuyée par les observations obtenues par les techniques de télédétections.

Références Bibliographiques

- Alves, J., Banner, M., Young, I.R., (2003).** Revisiting the Pierson-Moskowitz asymptotic limits for fully developed wind waves. *J. Phys. Oceanogr.*, Vol 33, pp 1301-1323
- Arakawa, A., (1966).** Computational design for long-term numerical integration of the equations of fluid motion: Two-dimensional incompressible flow. Part I, *J. Comput. Phys.*, 1 (1966), pp 119-143.
- Bagnold, R. A., (1963).** Mechanics of marine sedimentation. In *The Sea* (ed. M.N. Hill), New York, U.S.A.: Wiley-Interscience, pp. 507-528
- Bailard, R. A., Inman, D., (1981).** An energetics bedload model for a plane sloping beach: local transport, *Journal of geophysical Research* 86 (C11), pp 10938-10954.
- Battjes, J.A., Janssen, J.P.F.M., (1978).** *Energy loss and set-up due to breaking of random waves.* Proc. 16th Int. Conf. on Coastal Eng., Hamburg, 1978, pp 569-587.
- Belorgey, M., Lebas, J., Grandjean, A., (1989).** Application of laser doppler velocimetry to the study of turbulence generated by swell in the vicinity of walls or obstacles, *Coastal Engineering*, 13, pp 183-203.
- Berkhoff, J.C.W., (1972).** Computation of combined refraction-diffraction, Proc. 13th Coastal Engng Conf., Vancouver, pp 471-490
- Bijker, E.W., (1969).** *Littoral drift as a function of waves and Current.* Publication no. 58, Delft Hydraulics Laboratory, Delft, The Netherlands, 1969. pp 415-435
- Bijker, E.W., (1992).** Mechanics of sediment transport by the combination of waves and current, In *Design and Reliability of Coastal Structures, 23rd Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp 147-173
- Bijsterbosh, L.W.W., Németh, A.A., (2004).** Modelling offshore sand waves: Effect of suspended sediment transport. Marine sand wave and river dune dynamics-1&2 april 2004- Enschede, the Netherlands, pp 24-31.
- Bodge, K.R., (1992).** Representing equilibrium beach Profiles with an Exponential Expression, *J. Coastal Res.*, 8, 1, pp 47-55, 1992.
- Bolliot-Courtois, C., (2000).** Apport des études hydro-sédimentaires au projet d'aménagement d'un polder. (Ploubalay, Côtes d'Armor). *Journées Nationales Génie Civil- Génie Côtier, Caen, France, 17-19 Mai 2000*, pp 563-572
- Bonnefille, R., (1992).** Cours d'hydraulique Maritime. Ecole Nationale Supérieure de Technique Avancées, Troisième Edition, Editeur Paris Masson, 171 pages
- Bouws, E.G., Unther, H.R., Osenthal, W., Vincent, C.L., (1985).** Similarity of the wind wave spectrum in finite depth water. part I: spectral form. *J. Geophys. Res.*, vol 90, no C1, pp 975-986
- Bretschneider, C.L., (1959).** Wave variability and wave spectra for wind-generated gravity waves. Tech memo No. 118 CERC USA, 180 p
- Bruun, P., (1954).** Coast erosion and the development of beach Profiles, U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 44, 1954. 79 p
- Cacchione, D.A., Drake, D.E., (1982).** Measurements of storm-generated bottom stresses on the continental shelf. *J. Geophys. Res.*, pp 1952-1960.
- Camenen, B., Larson, M., (2005).** A general formula for non-cohesive bed load sediment transport, *Coastal Engineering*, 63, pp. 249-260.
- Camenen, B., Larson, M., (2006).** Transport solide en suspension sous une interaction houle-courant. IX^{èmes} Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, 12-14 septembre 2006, Brest, pp 145-156
- Camenen, B., (2002).** Modélisation numérique du transport sédimentaire sur une plage sableuse, *Thèse de Doctorat*, Université Joseph Fourier, Grenoble 1, 342 pages

- Cayocca, F., Dussauze, M., (2006).** Modélisation hydro-sédimentaire de la Baie du Mont Saint-Michel. IXèmes Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, 12-14 septembre 2006, Brest, pp 157-166
- Chakrabarti, S.K., (1977).** Statistical distribution of periods and highs of ocean waves. JGR. J. Geophysics, pp 1363-1368
- Chan, K., Baird, M., Round, G., (1972).** Behaviour of beds of dense particles in a horizontally oscillating liquid, Proceeding Royal Society of London, vol. A, 330, pp. 537-559.
- Chollet, JP., Cunge, JA., (1980).** New interpretation of some head loss - flow velocity relationship for deformable bed, *J. Hydr. Eng.*, 17 (1), pp 221-237
- Cialone, M.A., Kraus, N.C., (1987).** *A numerical model for shoaling and refraction of third-order Stokes waves over an irregular bottom.* Technical report CRCE 87-10, US Army Engineering, WES.
- Crank, J., Nicolson, P., (1947).** A practical method for numerical evaluation of solutions of partial differential equations of the heat conduction type, Proceedings of the Cambridge Philosophical Society, 1947, 50 p
- Davies, A.G., Ribberink, J.S., Temperville, A., Zyserman, J.A., (1997).** Comparisons between sediment transport models and observations made in wave and current flows above plane beds. Coastal Engineering 31, pp. 163–198.
- Dean, R.G., Dalrymple, R.A., (2006).** *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists.* Word Scientific, 127 p
- Dean, R.G., Dalrymple, R.A., (1991).** *Water wave mechanics for Engineers and scientists,* world scientific Pub. Co., Teaneck, NJ, pp. 111–136
- Dean, R.G., (1977).** Equilibrium beach profiles: U.S. Atlantic and Gulf Coasts, Department of Civil Engineering, Ocean Engineering Report No. 12, University of Delaware, January, 1977, 45p
- Dean, R.G., Dalrymple, R.A., (2004).** Coastal processes with engineering applications Cambridge University Press, pp 162-186
- Deigaard, R., Fredsoe, J., Hedegaard, I.B., (1986).** Suspended sediment in the surf zone. Jour. of Waterway, Port, Coast. and Ocean Eng., ASCE, Vol. 112, No. 1, pp. 115-128.
- DHL, (2007).** *MIKE 21 Parabolic Mild-Slope Waves. Scientific Documentation.* 28 p
- DHL, (2007).** *Profile Development Litprof. Scientific Documentation,* 74 p
- DHL, (2007).** *MIKE 21 Flow Model HD. Scientific Documentation,* 58 p
- DHL, (2007).** *MIKE 21 Spectral Wave Module. Scientific Documentation,* 52 p
- DHL, (2007).** *MIKE 21 Non-cohesive sediment transport ST. Scientific Documentation,* 56 p
- Dibajnia, M., Watanabe, A., (1992).** Sheet flow under nonlinear waves and currents. Proceedings of 23rd International on Coastal Engineering, ASCE, Venice, Italy, pp 2015-2029.
- Dingemans, M.W., (1997).** *Water wave propagation over uneven bottoms. Part II-Non linear wave propagation.* Advanced Series on Ocean Engineering, Vol. 13, 471 p.
- Donelan, M.A., Hamilton, J., Hui, W.H., (1985).** Directional spectra of wind generated waves. Phil Trans Royal Soc, Londres, vol A315, pp 509-562
- Dong, P., Zhang, K., (1999).** Two-phase flow modeling of Sediment Motions in oscillatory sheet flow, Coastal Engineering, 36, pp 87–109.
- Einstein, H.A., (1950).** The bed load function for sediment transportation in Open channel flow, *Technical Bulletin N° 1026,* US Dep. Of Agriculture, Washington DC, 71 p
- Engelund, F., Fredsoe, J., (1976).** A sediment transport model for straight alluvial channels, Nordic Hydrology, 7, pp. 296-306.
- Fredsoe, J., (1984).** The turbulent boundary layer in combined wave-current motion. Journal of Hydr. Eng., ASCE, Vol. 100, No. HY8, pp. 1103-1120.

- Galvin, C.,(1968).** *A breaker type classification of tree laboratory beaches.* Journal of geophysical research 73, pp 3651-3659.
- Goda, Y., (2000).** Random seas et design of maritime structures. Dans :P L-F Liu (ed) Advanced series on ocean engineering , vol 15,World scientific, singapore, 444 p
- Grasso, F., (2009).** Modélisation physique de la dynamique hydro-sédimentaire des plages, thèse doctorat, Laboratoire des Écoulements Géophysiques et Industriels, université de Joseph Fourier , 165 pages.
- Grunnet ,N.,(2006).** Etude hydro sédimentaire des plages de Morgat. IXèmes Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, 12-14 septembre 2006, Brest,pp 221-230.
- Hamm, L.,(2004).** La houle et ses effets en zone côtière .Ecole Nationale Des Travaux Publics de L'Etat, SOGRAH Maritime, 292 page
- Hamm, L., Tanguy, J.M., Zang, B.,(1994).** Prise en compte des effets gravitaires dans la modelisation du transport solide. *La Houille Blanche*, 4, 1994,pp 47-55
- Hasselmann , al.,(1973).** Measurements of wind-wave growth and swell decay during the joint north sea wave project (JONSWAP),” *Deutsche Hydrograph. Zeit., Ergänzungsheft Reihe A* (80), No. 12.
- He degaard ,I.B.,Deigaard,R.,(1988).** A model for cross-shore sediment transport and coastal profile development .Proc.IAHR.2nd Int.Symp. On Wave Research and Coastal Engineering , Hannover, pp 163-191
- Hersbach, H., Janssen, P.A.E.M., (1999).** Improvement of the short-fetch behaviour in the wave ocean model (WAM).*J.Atmos, and Tech.*, 16, pp 884-892.
- Hsu, T.W., Chang, H.K., Hsein, C.M.,(2003).** A two-phase flow model of wave-induced sheet flow, *Journal of Hydraulic Research*, Vol 41, N° 3, pp. 299-310.
- Hughes,SA.,(1984).** The TMA shallow-water spectrum.description et applications.technical report CERC-84-7, US army engineer waterways experiment station,Vicksburg ,MS,USA, pp 42
- IAHR.,(1986).** *List of sea state parameters*, Intl. Assoc. Hydr. Res., Suppl. to Bull. No. 52, Brussels, pp 457-459
- Ippen, A.T., (1966).** *Estuary and coastline hydrodynamics.* McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, pp. 133-196
- Isobe, M., Kraus, N.C., (1983).** *Derivation of the third-order stokes wave theory.* Technical repor YNU-HY-83-1, Hydraulics Lab., Department of Civil Engineering, Yokohama National University,37 p
- Jonsson, I.G.,(1966).** Wave boundary layers and friction factors, *Proceedings of the Tenth International Coastal Engineering Conference*, American Society of Civil Engineers, Vol 1, pp 127–148.
- Kennedy,J.F., Koh, R.C.Y.,(1961).** The relation between the frequency distribution of sievediameters and fall velocities of sediment particle, *Journal of Geophysical Research*, Vol.66, pp. 4233-42466.
- Kirby,J.T.,(1986).** Rational approximations in the parabolic equation method for water waves ,costal Engrg., vol.10,pp.355-378.
- Komar, P.,(1998).** *Beach processes and sedimentation.* Prentice Hall 544 p
- Komar, P.D., Miller, M.C.,(1973).** The threshold of sediment movement under oscillatory water waves; *Journal of Sedimentary petrology*, Vol. 43, 4, pp. 1101-1110.
- Komen,G.J.L.,Cavale ri,M.,Donelad,K.,Hasselmann,S.,Janssen,P.A.E.M.,(1994).** Dynamics and modelling of ocean waves ,Cambridge university press,UK,560 p
- Kraus, N.C., (1992).** *Engineering approaches to cross-shore sediment transport processes.* Proceedings of the Short Course on Design and Reliability of Coastal Structures, attached to 23rd International Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, 1992
- Larras, J., (1973).** Diffraction de la houle par une jetée, *Bulletin de l'AIPCN*,pp.41-52,Paris

- Larson, M., Kraus, N.C., Wise, R.A., (1999).** Equilibrium beach profiles under breaking and non-breaking waves. *Coastal Engineering* 36, pp 59–85.
- Le Hir, P., (2008).** Aide mémoire de dynamique sédimentaire. Département Dynamiques de l'Environnement Côtier (DYNECO), Laboratoire PHYSED, pp 12-42
- Le Mehaute, B.,(1969).** *An Introduction to hydrodynamics and water waves*, Technical Report ERL 118-POL-3-2, U.S. Department of Commerce, Washington, DC, 80 p
- Less, R.J., (1983).** The relationship of transport rates and sand banks in a tidally dominated area off the coast of East Anglia. *Sedimentology*, 30, pp 461-483.
- Longuet-Higgins, M. S.,(1970).** Longshore currents generated by oblique incident sea waves. *J. Geophys Res.*, 75, pp 6790-6801.
- Longuet-Higgins, M.S., (1970).** On the Statistical Distribution of the Heights of Sea Waves,” *Journal of Marine Research*, Vol. 11, pp. 246–266.
- Madsen, O.S. (1991).** Mechanics of cohesion less sediment transport in coastal waters, *Proceedings Coastal Sediments '91*, ASCE, Seattle, 1, pp. 15-27.
- Madsen, O.S., Grant, W.D.,(1976).** Quantitative description of sediment transport by waves. *Proceedings 15th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Honolulu 2, pp. 1093-1112.
- Marcer,R., Landel,E.,Guerin, P.,(1994).** Modélisation de l'influence des atténuateurs de houle sur la protection du littoral ,3ème Journées Nationales Génie civil-Génie côtier, Sète, 2-4 Mars, 1994.
- Mark, L., Sawley.,(2006).** Méthodes des différences et volumes finis.SGM.EPFL, 32 p.
- Masselink,G., Evans,D.,(2005).** Suspended sediment transport in the swash zone of a dissipative beach. *Marine Geology* 216 (2005), pp 169-189
- Masselink,G., Kroon,A., Davidson-Arnott, R.G.D.(2006).** Morphodynamics of intertidal bars in wave dominated coastal settings - A review. *Geomorphology*, 73, 1-2, pp 33-49.
- Mc Cowan, J., (1894).** On the highest wave of permanent type, *The London Edinburgh, and Dublin Phil. Mag. and Journal. of Science*, 5th series, 38, pp. 351-357.
- Mc Lean, S. R.,(1983).** Turbulence and sediment transport measurements in a North Sea tidal inlet. in *North Sea Dynamics*, Springer- Verlag, Berlin, pp 436-452.
- Mei, C.C., (1991).** *The applied dynamics of ocean surface waves*, World Scientific Pub. Co., Teaneck, NJ, pp 597-609
- Miche, R.,(1944).** Mouvement ondulatoire de la mer en profondeur constante ou décroissante. *Annales des Ponts Chaussées*, (Mai/Juin), pp. 131-164.
- Migniot, C., (1977).** Action des courants, de la houle et du vent sur les sédiments. *La Houille Blanche* 1, pp 9-47.
- Migniot, C.,(1983).** Importance des érosions des littoraux", dans: *Erosion & Défense des Côtes*: Textes de conférences, Janvier, pp 4-27.
- Mihoubi,M.K (2008).** Etude expérimentale de l'interaction eau-sédiment en zone de swash par vélocimétrie doppler ultrasonore (VDU), thèse de doctorat d'état ENP d'Alger, 215 pages
- Mihoubi,M.K., Belorgey, M., Kettab, A., (2009).** Etude du champ des vitesses interstitielles en zone de swash par vélocimétrie Doppler Ultrasonore (VDU), Conférence Méditerranéenne côtière et maritime, CM2, Hammamet, 2-4 décembre, pp.287-290
- Mohamed,C.,(2009).** Quantification de transport sédimentaire longshore :application à la baie d'El Haouzia (région d'El Jadida, Maroc), pp 21-27
- Moore, B.D.,(1982).** Beach profile evolution in Response to Changes in Water level and wave height,” MCE Thesis, Department of Civil Engineering, University of Delaware, 164 P.
- Mouakkir, L., Smaoui, H., (2008).** Modélisation numérique de l'hydrodynamique avec interaction houle-courant : Effet sur le taux de cisaillement au fond. Xèmes Journées Nationales Génie Côtier – Génie Civil, 14-16 octobre 2008, Sophia Antipolis, pp 425-434

- Munk, W.H.,(1949).** The solitary wave theory and its application to surf problems. *Annals New York Acad. Sci.*, Vol 51, pp 376-423.
- Nielsen, P.,CALLAGHAN, P.,(2002).** Shear stress and sediment transport calculations for sheet flow under waves, (47), pp. 347-354.
- Nielsen,P.,(1979).** *Some basic concepts of wave sediment transport.* Institute of Hydrodynamic and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark, pp20
- Ostendorf, D.W., Madsen, O.S., (1979).** An analysis of long shore currents and associated sediment transport in the surf zone, Report No 241, Ralph M. Parsons Laboratory for Water Resources and Hydrodynamics, MIT, 169 p
- Peregrine, D.H.,(1967).** *Long waves on a beach.* J. Fluid Mech. 27, pp 815-827.
- Peregrine,D.H.,(1971).** *Equations for water waves and the approximations behind them.*Waves on Beaches and Resulting Sediment Transport : pp 95-122 (Editor R.E. Meyer). Proc. Advanced Seminar at Madison, Oct. 1971. Academic Press, 1972.
- Phillips, O M.,(1977).** The dynamics of the upper ocean, Cambridge University Press. 336 p
- Pierson, W. J., Moskowitz, L., (1964).** A Proposed spectral form for fully-developed wind sea based on the similarity law of S. A. Kitaigorodskii," *Journal of Geophysical Research*, Vol 69, pp 5181-5203.
- Raudkivi, A.J.,(1988).** *The roughness height under waves.* Journal of Hydraulic Research, Vol. 26, No. 5, 1988, Pp 569-584
- Ribberink, A. Temperville, J. A. Zysermann.,(1997).** Comparison between sediment transport models and observations made in wave and current flow above plane beds. *Coastal Engineering*, 3, pp 163–169
- Ribberink, J.S.,(1998).** Bed-load transport for steady flows and unsteady oscillatory flows, *Coastal Engineering*, 34, pp 59-82.
- Richard,M., Nadège, R .,(1994).** Modélisation des courants de houle et du transport sédimentaire pour l'étude de stabilité de plage. 3ème Journées Nationales Génie civil-Génie côtier, Sète, 2-4 Mars, 1994, pp 61-68
- Richtmeyer,R.D.,Morton,K.W.,(1967).** Difference methods for initial value problems, 2nd Ed., Interscience , New York, 1967. 216 p
- Roche, A., Raison, S., (2008).** Etude hydro-sédimentaire globale du littoral vendéen. Xèmes Journées Nationales Génie Côtier – Génie Civil, 14-16 octobre 2008, Sophia Antipolis ,pp 159-158.
- Roelvink, J.A.,Stive,M.J.F.,(1988).** Large scale tests of cross-shore sediment transport on the upper shore face. Proc. IAHR .Symposium on Mathematical Modelling of sediment transport in the coastal zone , Copenhagen, pp 33-47
- Romé, C., (2006).** Une méthode de raccordement de maillages non-conforme pour la résolution des équations de Navier-Stokes, thèse doctorat, université de Bordeaux I, 172 pages.
- Rosales,V., Silva,R.,(2000).** Comparaison des caractéristiques de houle pour de données théoriques et mesures a Tuxpan, Mexique. *Journées Nationales Génie Civil - Génie Côtier, Caen, France, 17-19 .Mai 2000*, pp 101-110.
- Saint-Cast, F., (2002).** Modélisation de la morpho dynamique des corps sableux en milieu littoral, Thèse Doctorat, Université de Bordeaux I, 246 pages
- Sénéchal, N., (2003).** Etude de la propagation des vagues au-dessus d'une bathymétrie complexe en zone de surf, thèse doctorat, université de bourdeaux1, 189 pages
- Sénéchal, N., Bonneton, P., Dupuis, H., (2001).** Field observation of irregular wave transformation in the surf zone. Proc. Coastal Dynamics'01-Lund- Sweden , pp 62-71.
- Silvester, R., Hsu, J.R.C., (1993).** Coastal Stabilization. Innovative Concepts. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J, 578 p

- Sleath, J.F.A.,(1994).** Bed load transport in oscillatory flow. In: Belorgey, M., Rajaona, R.D.,SLEATH, J.F.A. (Eds.), *Sediment Transport Mechanisms in Coastal Environments and Rivers*. EUROMECH 310, Le Havre, September 1993. World Scientific, Singapore, pp. 93-106
- Sorensen, R., (2006).** *Basic Coastal Engineering*. Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, 331 pages
- Soulsby R.L.,Damgaard, J. S.,(2005).** Bed load sediment transport in coastal waters, *An Int.Journal of Coastal Engineering*, 52 , pp. 673-689.
- Soulsby, R., Hamm, L., Klopman, G., Myrhaug, D., Simons, R.R., Thomas, G., (1993).** Wave-current interaction within and outside the bottom boundary layer. *Coastal Engineering* 21, pp 41–69.
- Soulsby, R.L.,(1997).** *Dynamics of marine sands*. Thomas Telford, 1997. ISBN 072772584X, pp183-249
- Soulsby,R.L., Whitehouse, R.J.S.W.,(1997).** Thresold of sediment motion in coastal environements. *Pacific coast and ports '97 Conf.*, 1, pp 149-154.
- Sunamura, T., (1983).** Processes of sea cliff and platform erosion. *CRC Handbook of Coastal Processes and Erosion*, P. D. Komar, ed., CRC Press, Boca Raton, FL, pp 233-266.
- Svendsen, I. A., Madsen, P. A., Buhr Hansen, J., (1978).** Wave characteristics in the surf zone. In *Proc. 16 th Int.Conf. on Coastal Engineering*, pp 520-539, ASCE, 1990.
- Swart, D.H.,(1976).** Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles. *Delft Hydraulics* Report, Publi. 131, Delft University, The Netherlands.
- Taoussi, N., (2010).**Validation de Poiseuille d'un modèle Lattice Boltzmann et Hemodynamique. Thèse de magister, Ecole Nationale Polytechnique ENP. 75 pages
- Thomton, E.B.,(1970).** Variations of longshore current across the surf zone". *Proc. 12th Conf on Coast. Eng.*, pp 291-308.
- Tolman,H.L.,(1991).** A third generation model for wind waves on slowly varing, unsteady and inhomogeneous depths and currents, *J. phys.oceanogr*, pp 21,782,797.
- Tolman,H.L.,(1992).** Effects of numerics on the physics in a third-generation wind-wave model, *J. phys .Oceanogr*, 22, pp 1095-1111.
- Tucker, M.J., Pitt , E.G.,(2001).** *Waves in ocean engineering .ocean engg book series , vol5,Elsevier ,oxford*(ISBN 0-08-043566-1),pp 522
- Ursell, F., (1953).** *Short surface waves due to an oscillating immersed body*. *Proc. Roy. Soc. Lond.*, A220, pp 90-103.
- Van Rijn, L.C., (1984).** Sediment transport - Part I: bed load - Part II: suspended load, *J. of Hydraulic Division, Proc. ASCE*, 110, HY10, 1431-56, HY11, pp 1613-41.
- Van Rijn, L.C., (1990).** *Handbook of sediment transport by currents and waves*. Delft Hydraulic, second edition, January 1990.
- Van Rijn, L.C.,(1993).** *Principles of sediment transport in rivers , estuaries and coastal seas*, Aqua Publications , 386 p
- Viguiet, J., (2002).**Les sédiments –donnés de base-.Ecole Nationale Des Travaux Publics de L'Etat, SOGRAH Maritime, 331 p
- Villaret, C., (2001).** Modélisation du transport solide par la formule de Bijker, Etude de sensibilité et tests validation , *Rapport EDF-LNHE HP-75/2001/66/A*.
- Villaret,C.,(2003).** Inter-comparaison des formules de transport solide, EDF R&D LNHE, pp 6-43
- Villaret,C.,(2003).** Modélisation du transport sédimentaire en granulométrie étendue: étude bibliographique, EDF R&D LNHE, pp 5-37
- Vilsmeyer,R,Hanel,D.,(1995).** Adaptive solution for unsteady laminar flows on unstructured grids, *Int.J.Numer .Meth . Fluids.*,Vol 22,pp 85-101.

- Voulgaris, G., Wallbridge, S., Tomlinson, B. N., Collins, M. B., (1995).** Laboratory investigations into wave period effects on sand bed erodibility, under the combined action of waves and currents. *Coastal Engineering*, 26, pp 117–134, 1995.
- Wilkinson, R. H., Salkield, A. P., Moore, E. J., (1984).** Photogrammetry in sediment transport studies. in: *Underwater Photogrammetry and Television for Scientists*. Oxford Press, Oxford.
- Wilson, K. C., (1989).** Mobile-bed friction at high shear-stress, *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(6), pp. 825-830
- Young, I. R., (1999).** Wind generated ocean waves, in Elsevier ocean Engineering Book series, volume 2, Eds. R. Bhattacharyya and M. E. McCormick, Elsevier
- Zyseman, J. A., Fredsøe, J., (1996).** Validation of a deterministic sediment transport model for sheet-flow conditions. Progress Report 76, Dept. of Hydrodynamics & Water Resources (ISV A), Technical University of Denmark, pp. 3-9.
- Zyseman, J. A., Fredsøe, J., (1994).** Data analysis of bed concentration of suspended sediment. *Jour. of Hydr. Eng., ASCE*, Vol. 120, No.9.

ANNEXE A

COURBES GRANULOMETRIQUES

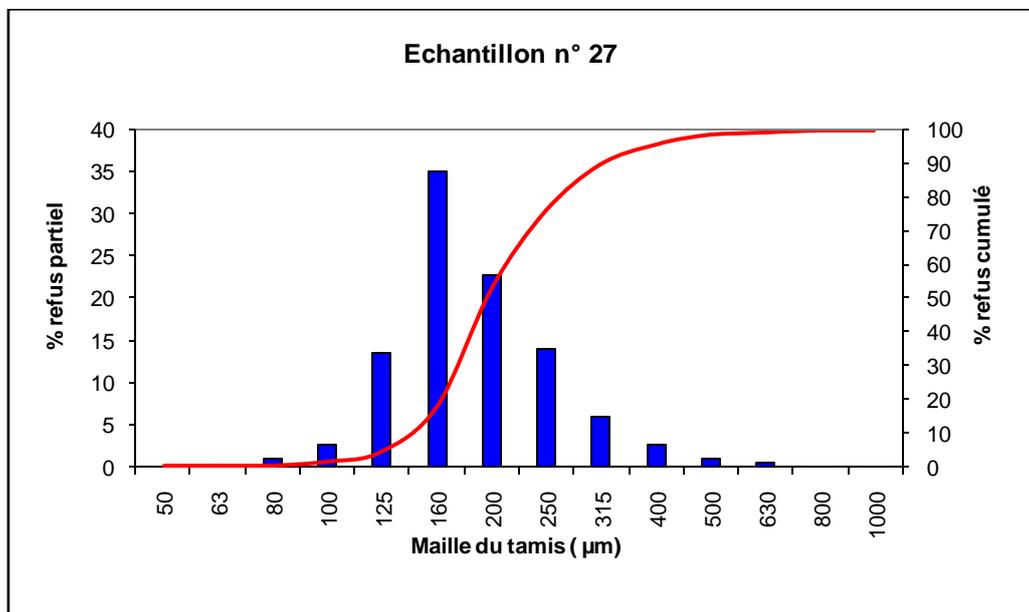


Figure A.1: Courbe unimodale [Laboratoire des études maritimes LEM]

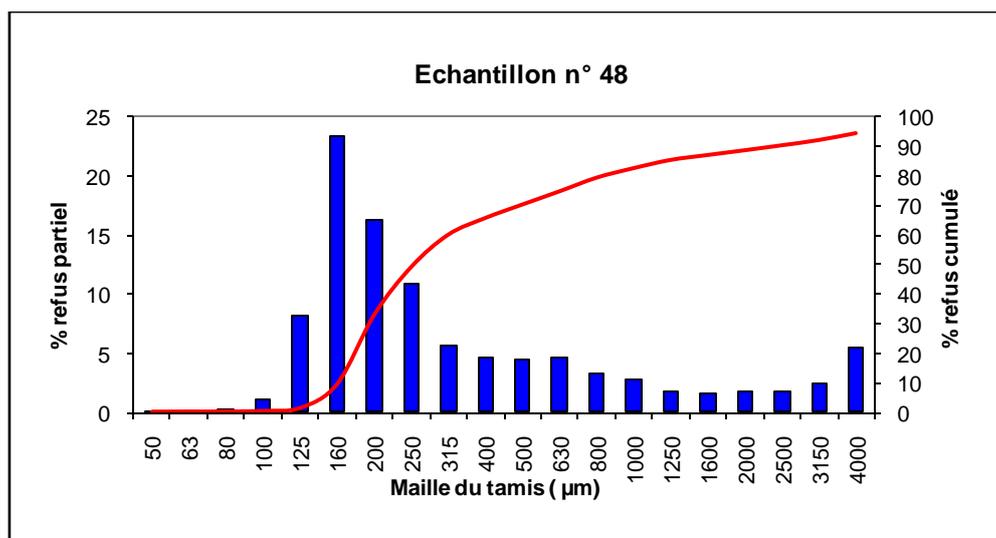
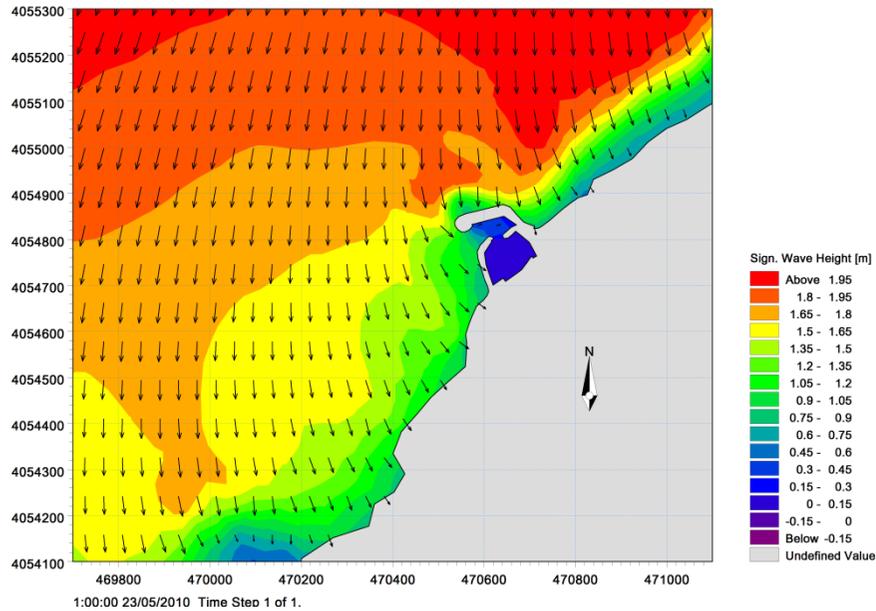


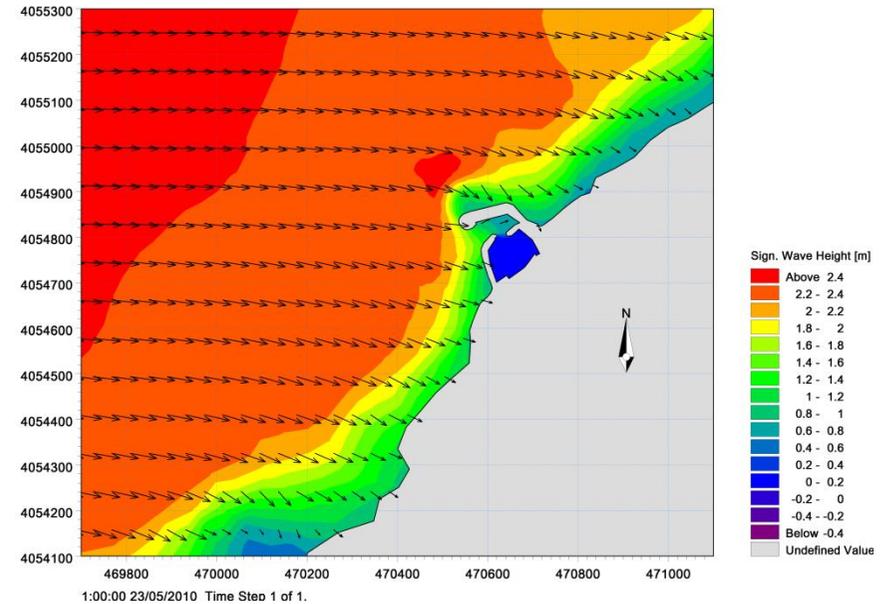
Figure A.2 : Courbe plurimodale [Laboratoire des études maritimes LEM]

ANNEXE B



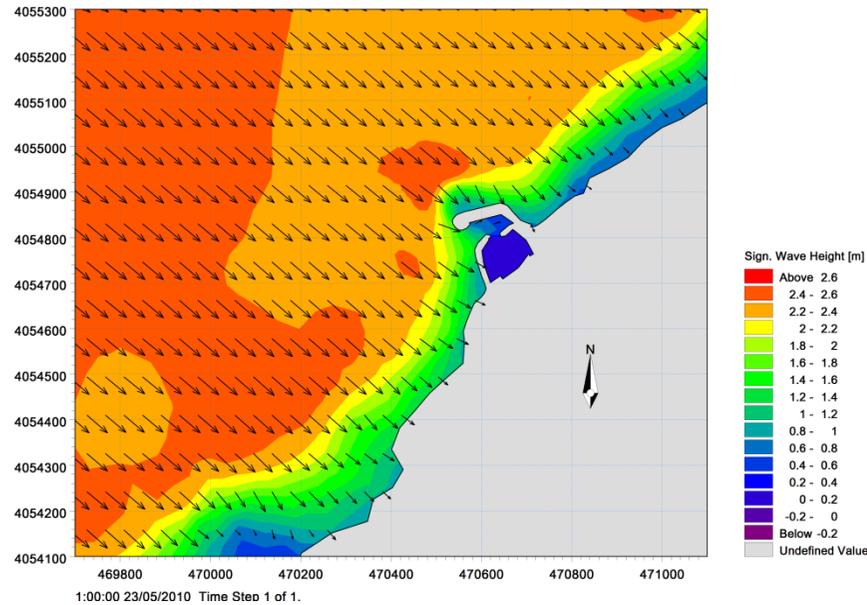
1:00:00 23/05/2010 Time Steo 1 of 1.

Figure B.1: CARACTERISTIQUE DE LA HOULE AU LARGE :
 (MWD=30°N, $H_s=2,56m$, $T=8s$)



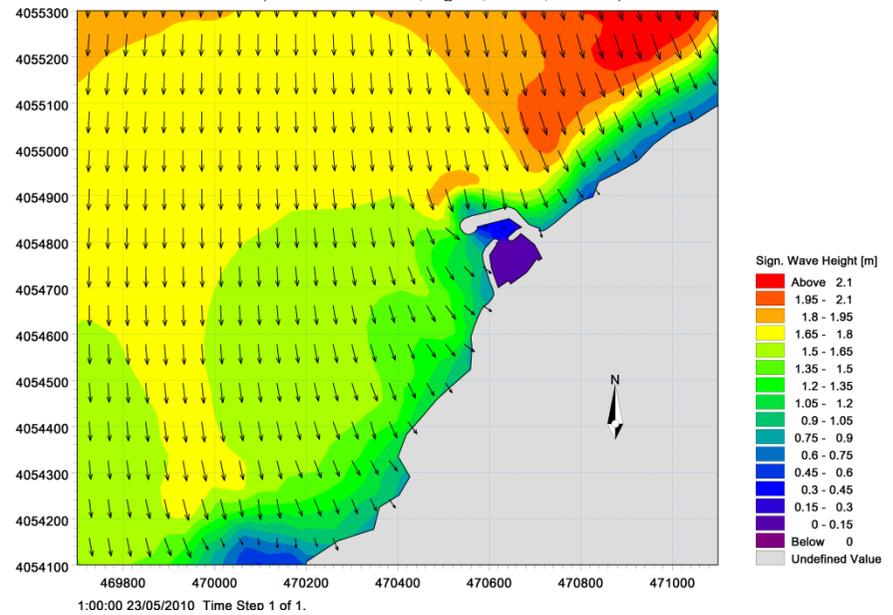
1:00:00 23/05/2010 Time Steo 1 of 1.

Figure B.2: CARACTERISTIQUE DE LA HOULE AU LARGE :
 (MWD=270°N, $H_s=2,67 m$, $T=8s$)



1:00:00 23/05/2010 Time Steo 1 of 1.

Figure B.3: CARACTERISTIQUE DE LA HOULE AU LARGE :
 (MWD=310°N, $H_s=2,64 m$, $T=8s$)



1:00:00 23/05/2010 Time Steo 1 of 1.

Figure B.4: CARACTERISTIQUE DE LA HOULE AU LARGE :
 (MWD=360°N, $H_s=2,67 m$, $T=8s$)

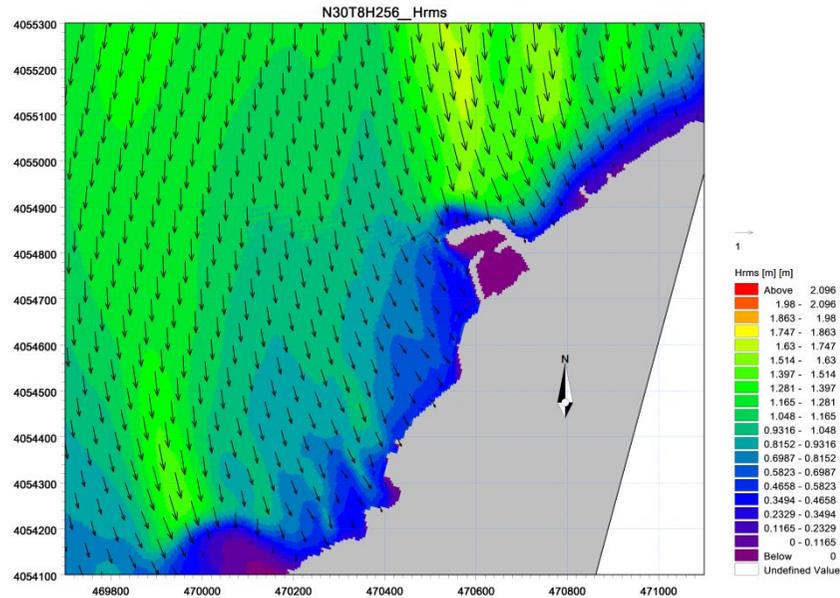


Figure B.5: EPURE DE REFRACTION DE LA HOULE :
 (MWD=30°, $H_S=2,56\text{m}$, T=8s)

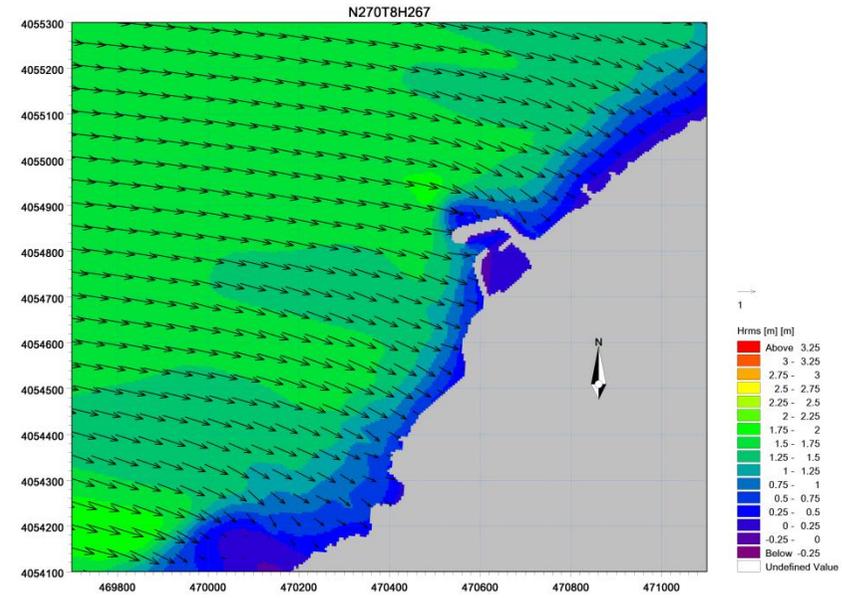


Figure B.6: EPURE DE REFRACTION DE LA HOULE :
 (MWD=270° $H_S=2,67\text{ m}$, T=8s)

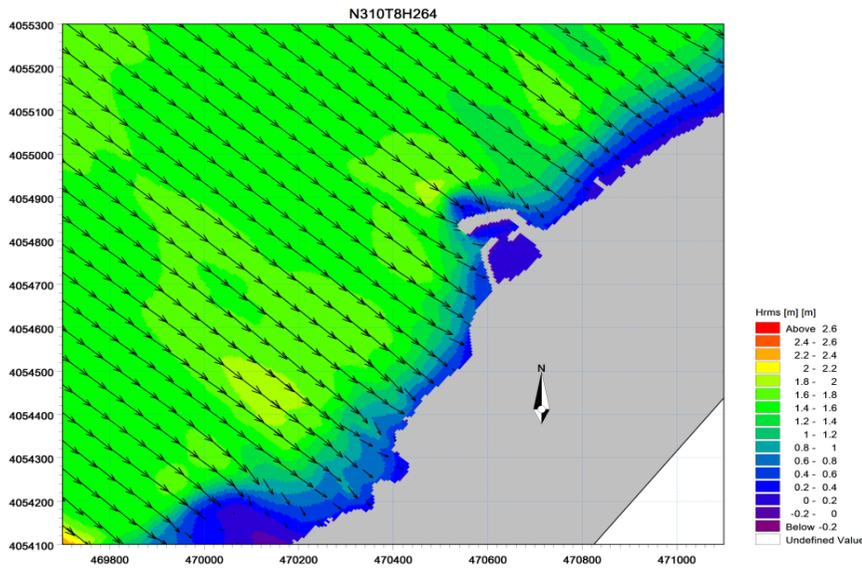


Figure B.7: EPURE DE REFRACTION DE LA HOULE :
 (MWD=310°N, $H_S=2,64\text{ m}$, T=8s)

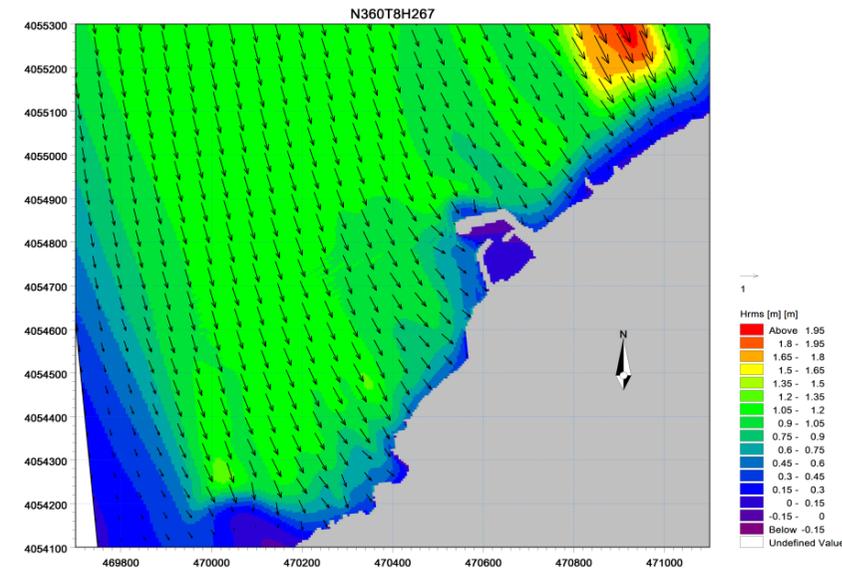


Figure B.8: EPURE DE REFRACTION DE LA HOULE :
 (MWD=360°N, $H_S=2,67\text{ m}$, T=8s)

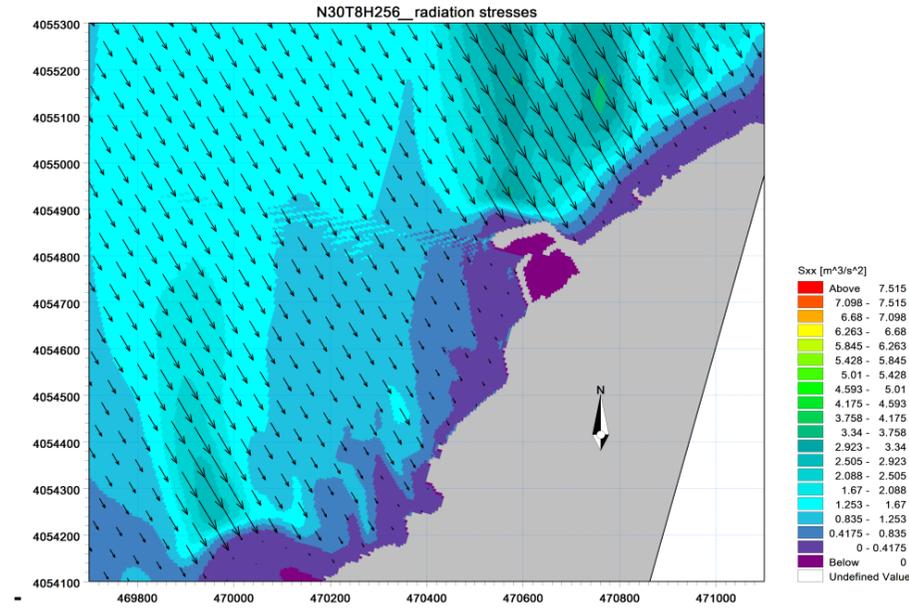


Figure B.9: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{xx} (m^3/s^2)
 (MWD=30°, $H_S = 2,56m$, $T=8s$)

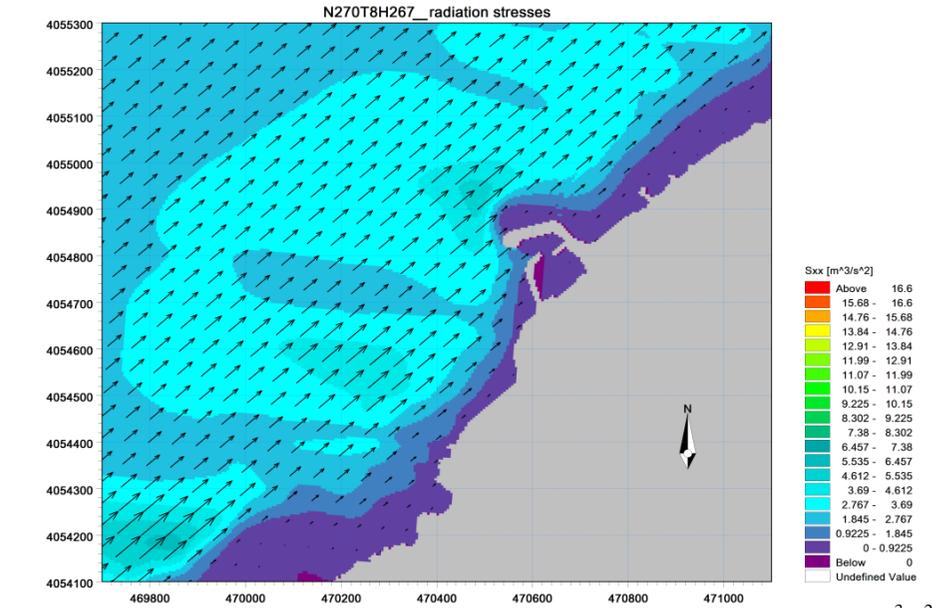


Figure B.10: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{xx} (m^3/s^2)
 (MWD=270° $H_S = 2,67 m$, $T=8s$)

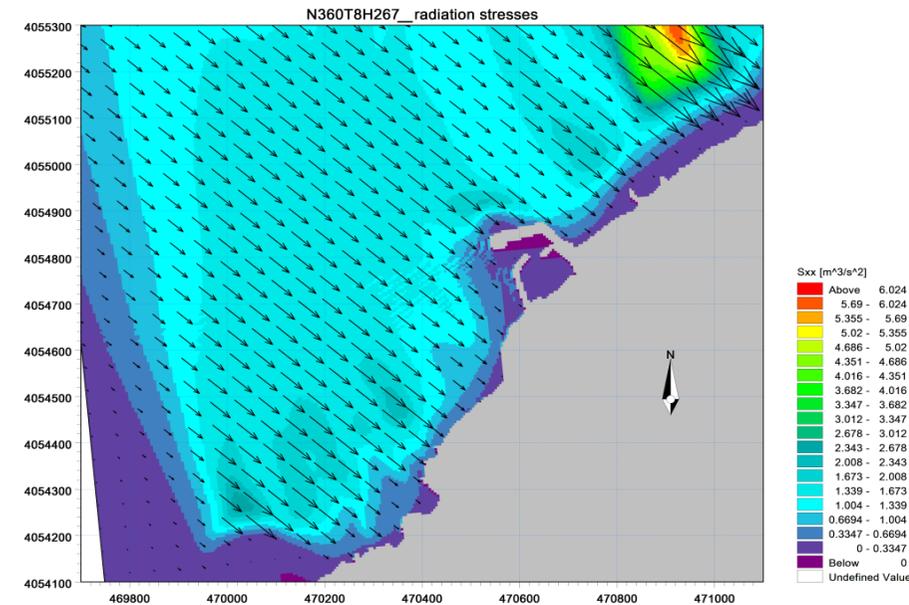


Figure B.11: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{xx} (m^3/s^2)
 (MWD=360°N, $H_S = 2,67 m$, $T=8s$)

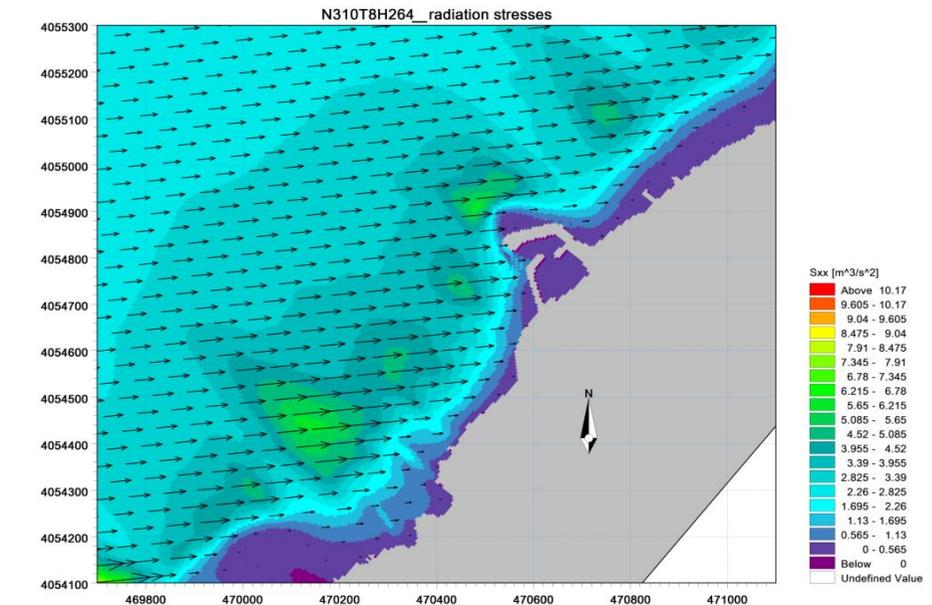


Figure B.12: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{xx} (m^3/s^2)
 (MWD=310°N, $H_S = 2,64 m$, $T=8s$)

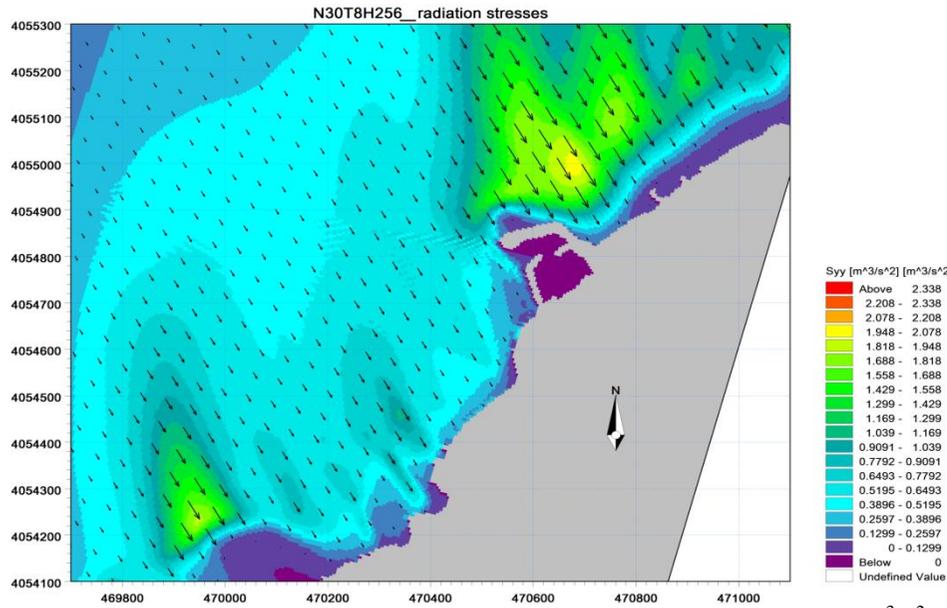


Figure B.13: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{yy} (m^3/s^2)
 (MWD=30°, H_s =2,56M, T=8s)

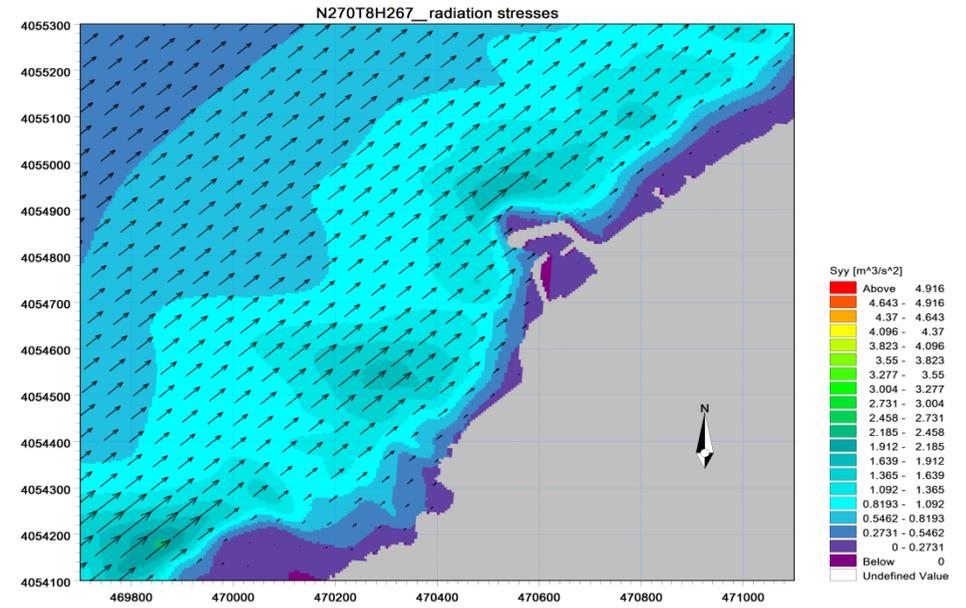


Figure B.14: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{yy} (m^3/s^2) (MWD=270°, H_s =2,67 m, T=8s)

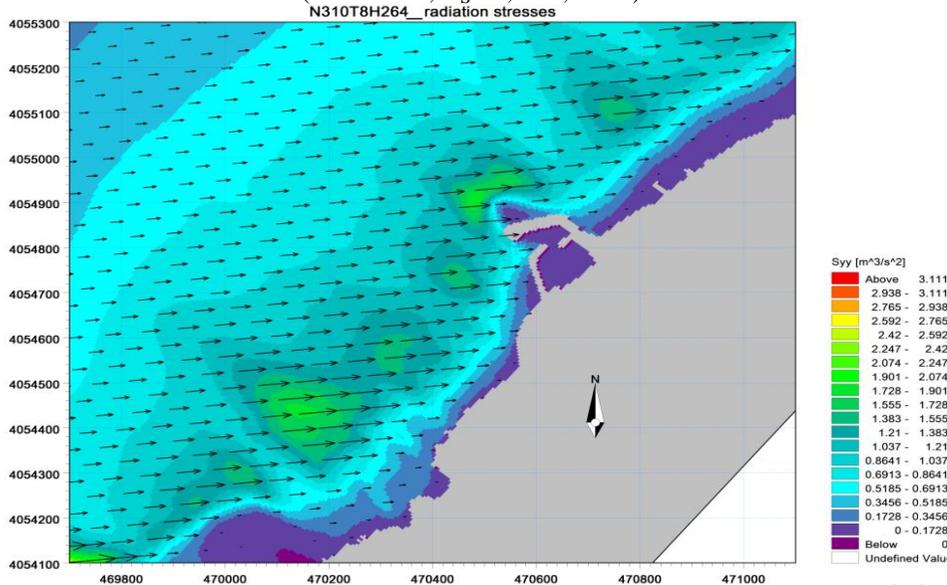


Figure B.15 : LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{yy} (m^3/s^2)
 (MWD=310°N, H_s =2,64 m, T=8s)

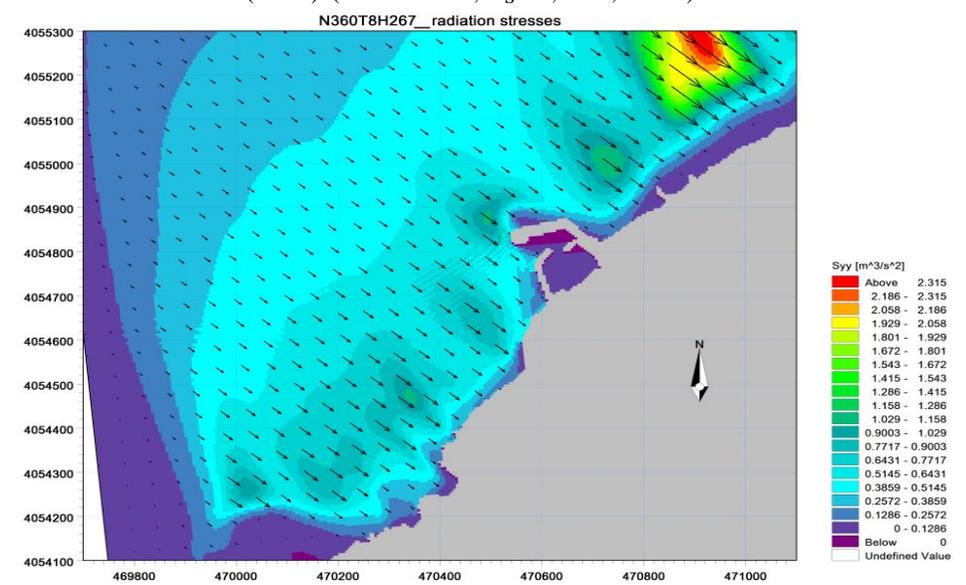


Figure B.16: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{yy} (m^3/s^2) (MWD=360°N, H_s =2,67 m, T=8s)

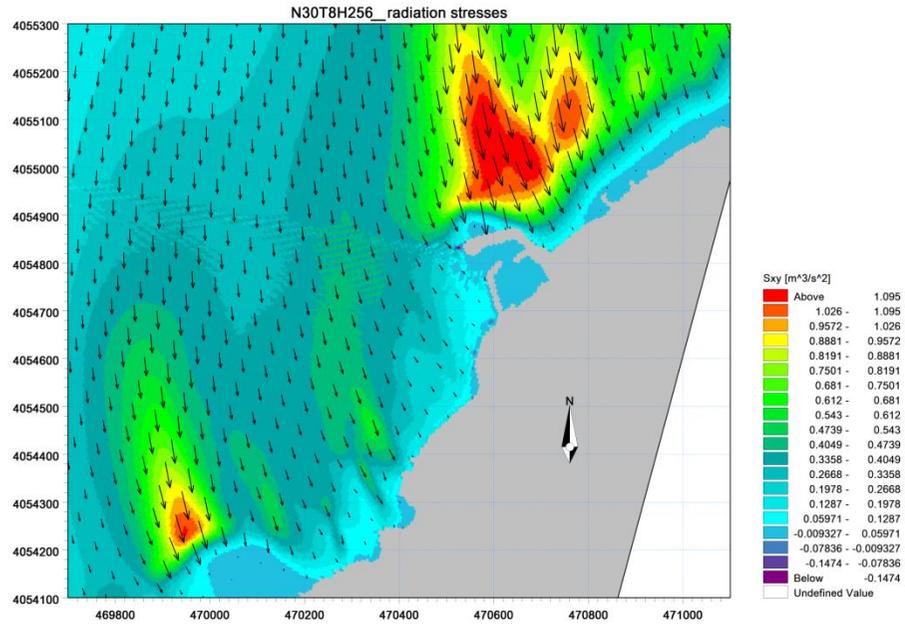


Figure B.17: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{xy} (m^3/s^2) (MWD=30°, H_s =2,56m, T=8s)

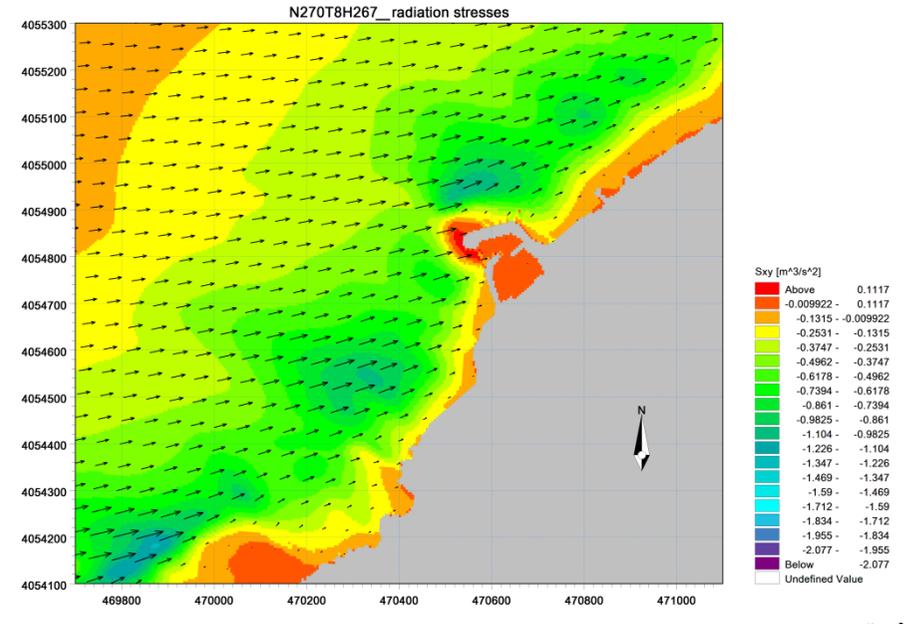


Figure B.18: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{xy} (m^3/s^2) (MWD=270°, H_s =2,67 m, T=8s)

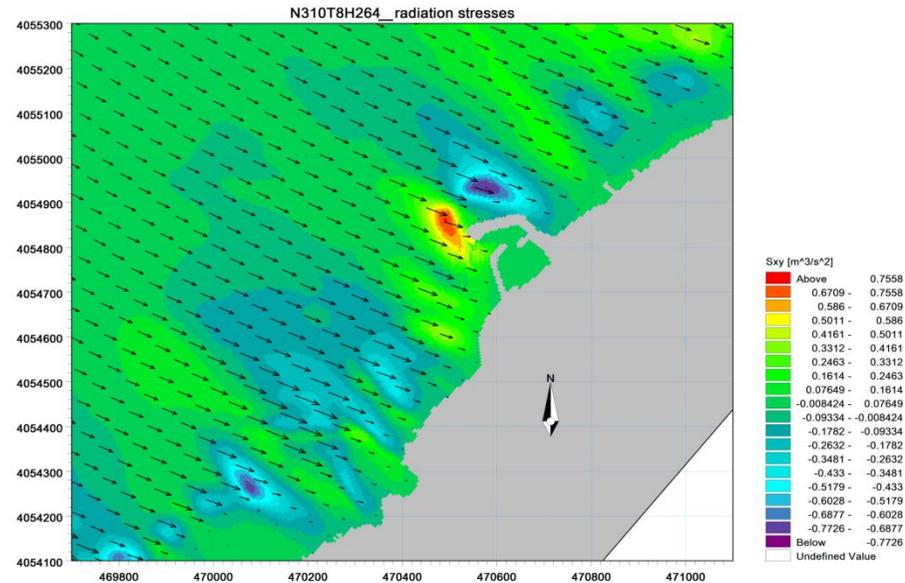


Figure B.19: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{xy} (m^3/s^2) (MWD=310°N, H_s =2,64 m, T=8s)

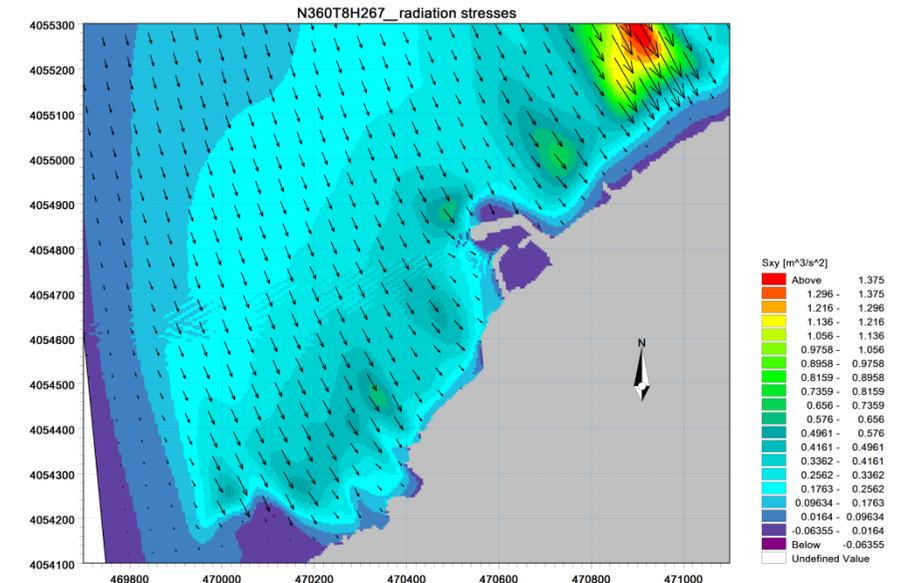


Figure B.20: LES CONTRAINTES DE RADIATION (Radiation Stresses) S_{xy} (m^3/s^2) (MWD=360°N, H_s =2,67 m, T=8s)

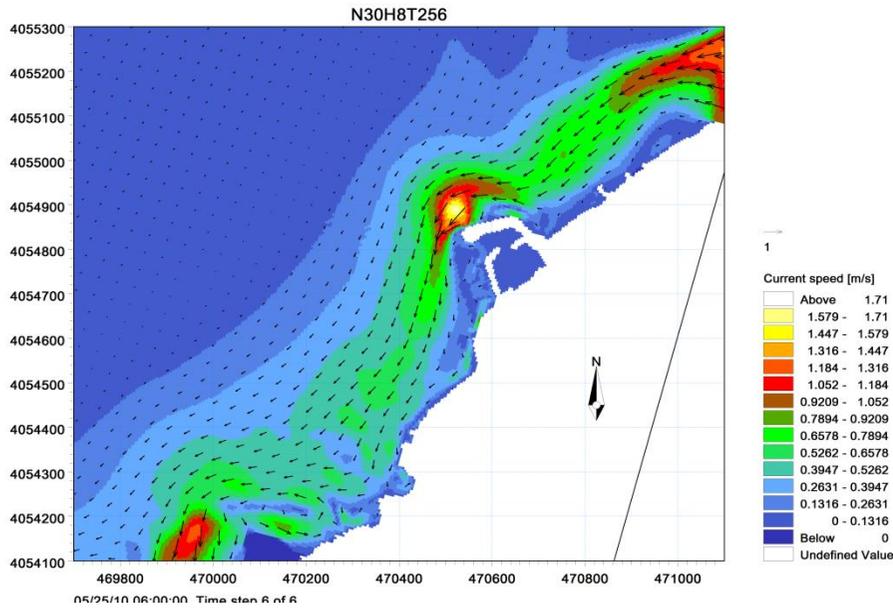


Figure B.21: CHAMP DES COURANTS DE LA HOULE :
 (MWD=30°, $H_S = 2,56\text{m}$, $T=8\text{s}$)

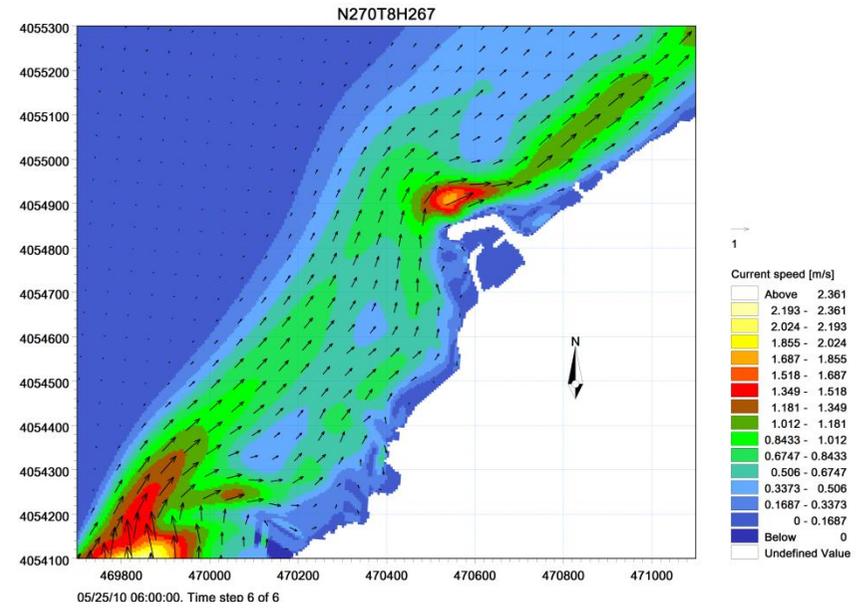


Figure B.22: CHAMP DES COURANTS DE LA HOULE :
 (MWD=270°, $H_S = 2,67\text{ m}$, $T=8\text{s}$)

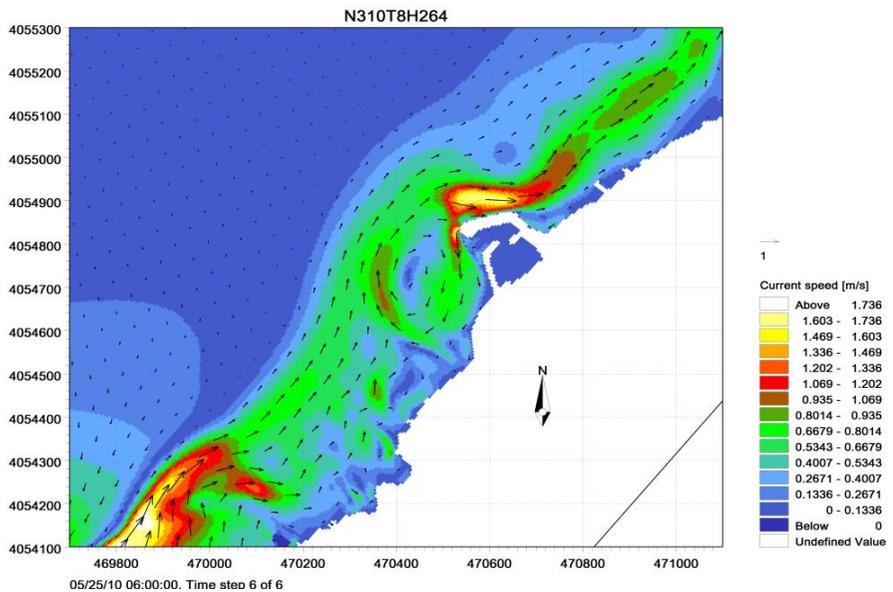


Figure B.23: CHAMP DES COURANTS DE LA HOULE :
 (MWD=310°N, $H_S = 2,64\text{ m}$, $T=8\text{s}$)

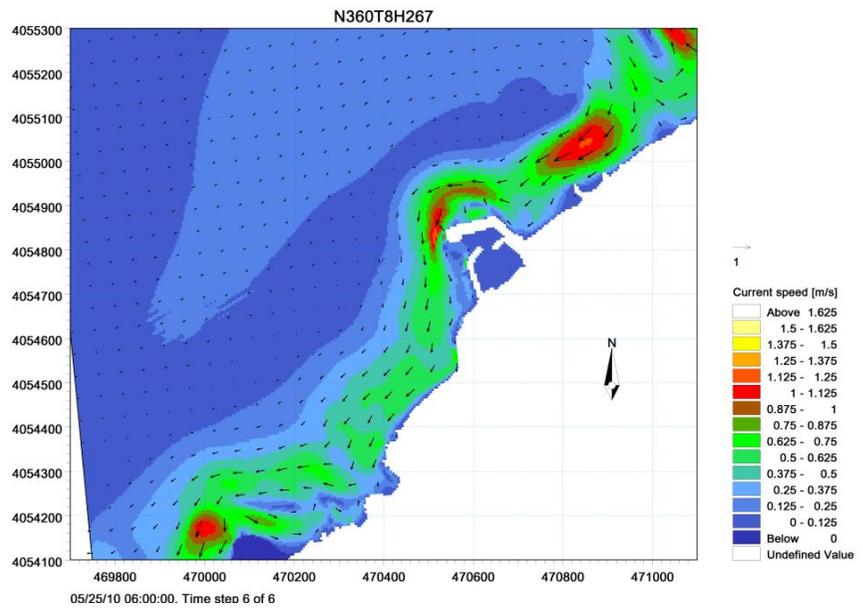
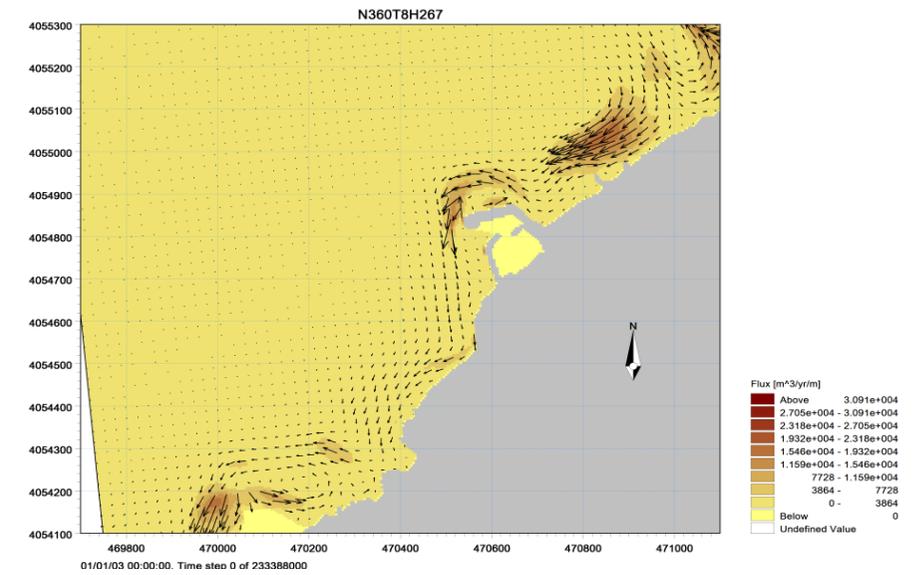
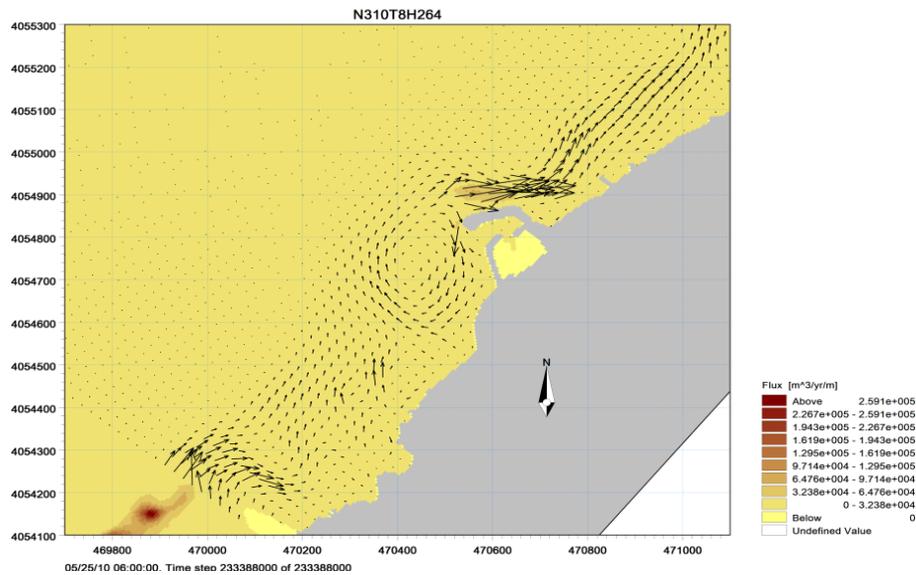
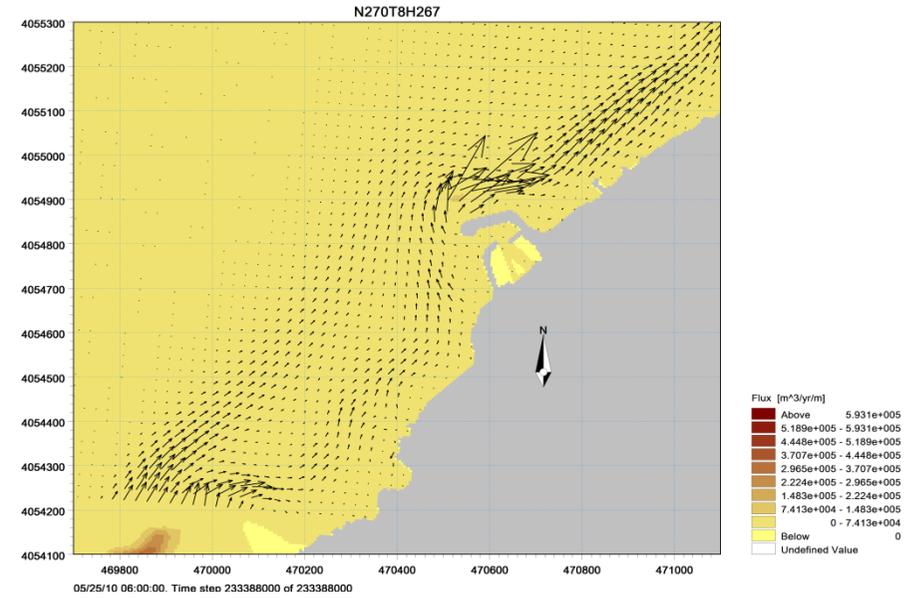
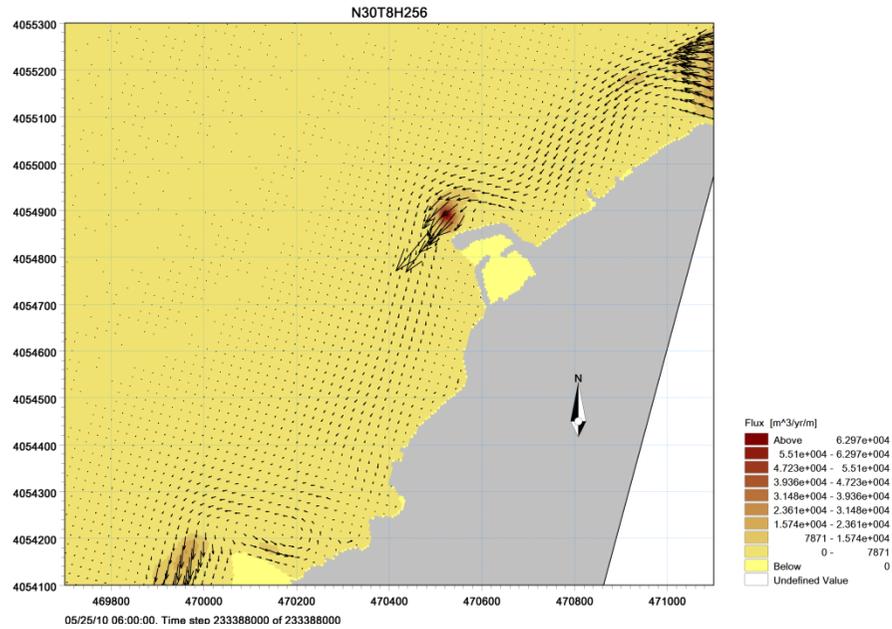


Figure B.24: CHAMP DES COURANTS DE LA HOULE :
 (MWD=360°N, $H_S = 2,67\text{ m}$, $T=8\text{s}$)



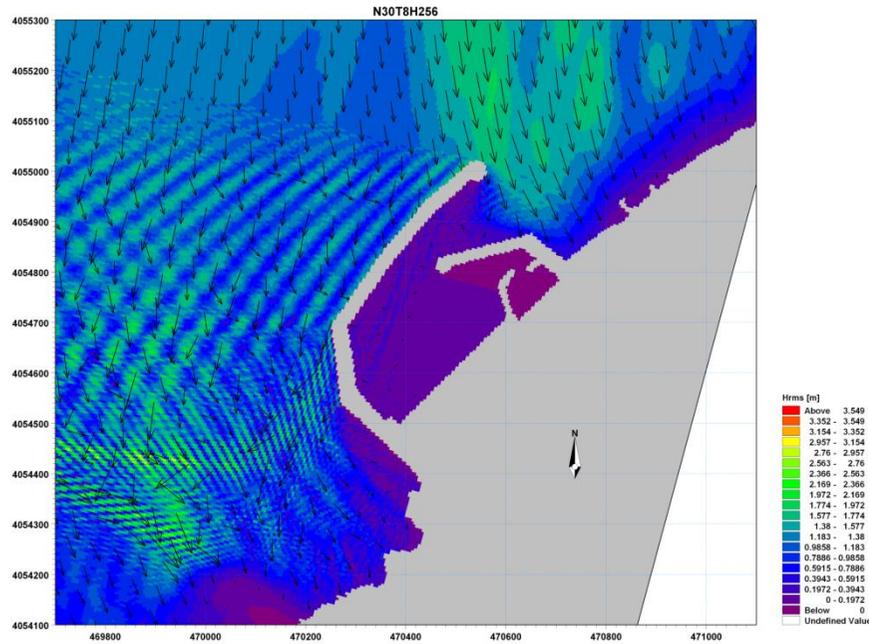


Figure B.29: EPURE DE REFRACTION DE LA HOULE :
 (MWD=30°, H_S =2,56m, T=8) [La variante après l'aménagement]

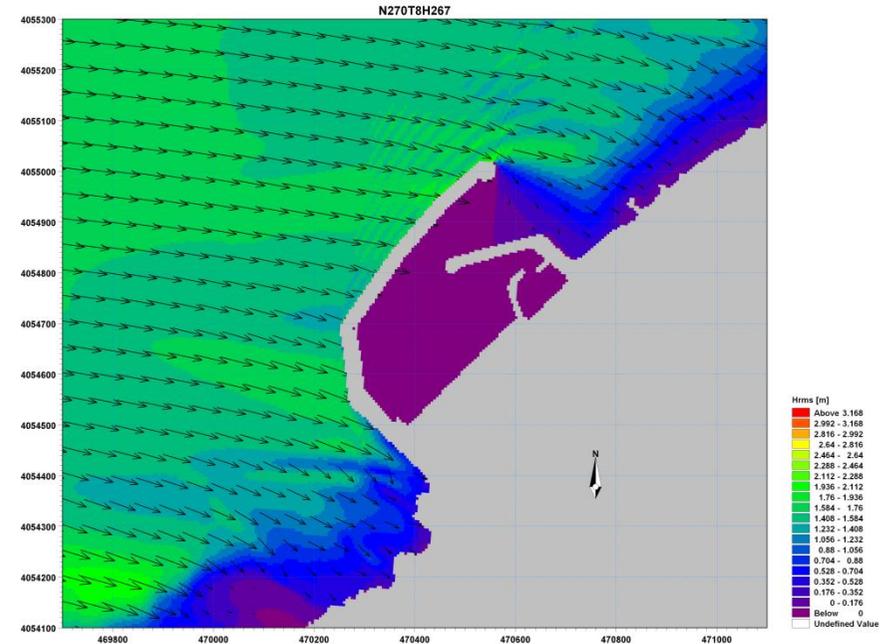


Figure B.30: EPURE DE REFRACTION DE LA HOULE :
 (MWD=270°, H_S =2,67 m, T=8s) [La variante après l'aménagement]

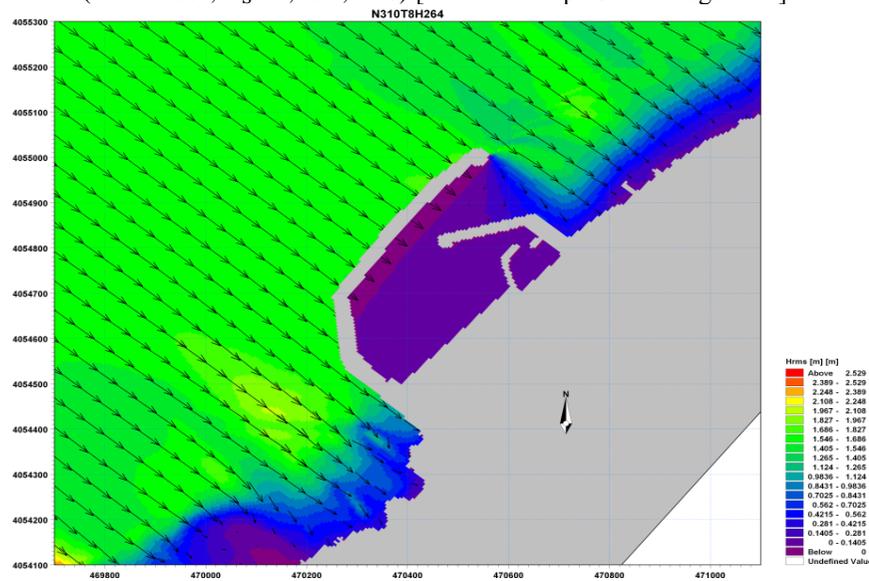


Figure B.31: EPURE DE REFRACTION DE LA HOULE :
 (MWD=310°N, H_S =2,64 m, T=8s) [La variante après l'aménagement]

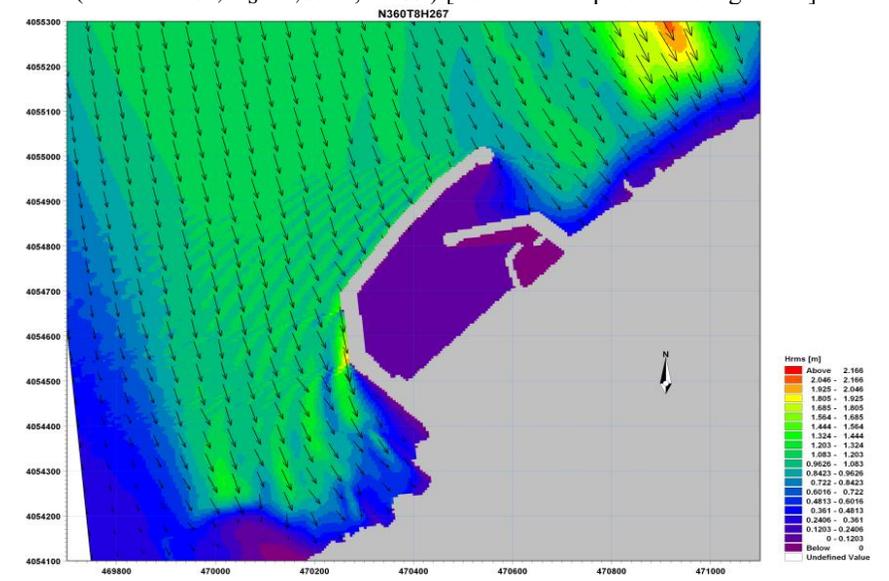


Figure B.32: EPURE DE REFRACTION DE LA HOULE :
 (MWD=360°N, H_S =2,67 m, T=8s) [La variante après l'aménagement]

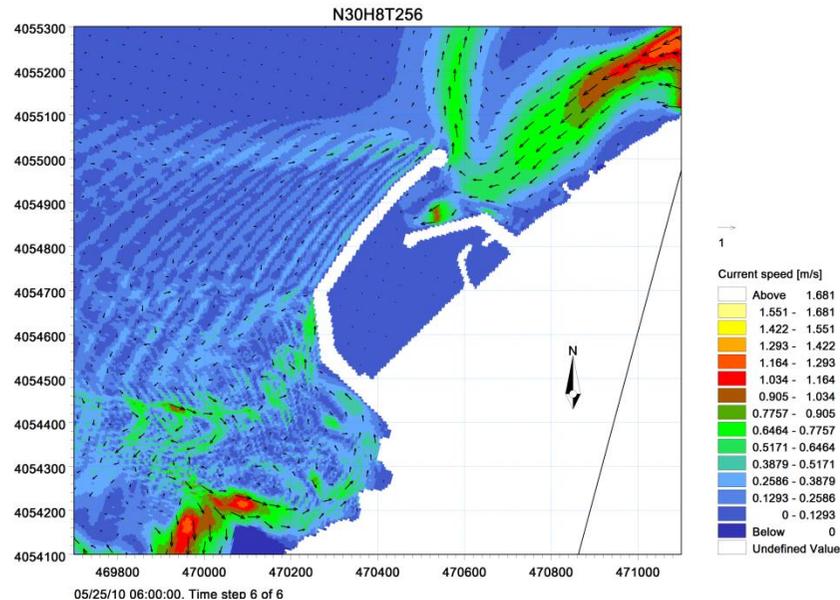


Figure B.33: CHAMP DES COURANTS DE LA HOULE :
 (MWD=30°, H_S =2,56m, T=8s) [La variante après l'aménagement]

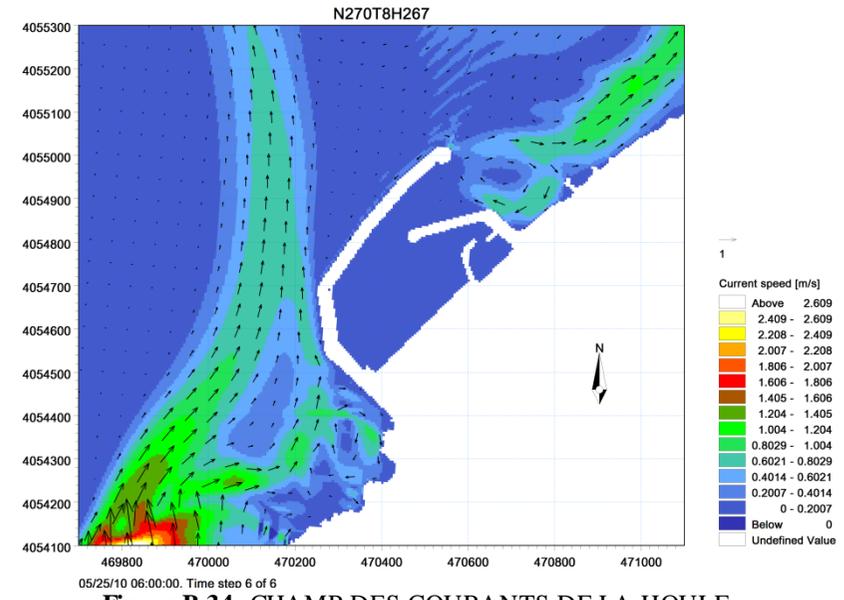


Figure B.34: CHAMP DES COURANTS DE LA HOULE :
 (MWD=270°, H_S =2,67 m, T=8s) [La variante après l'aménagement]

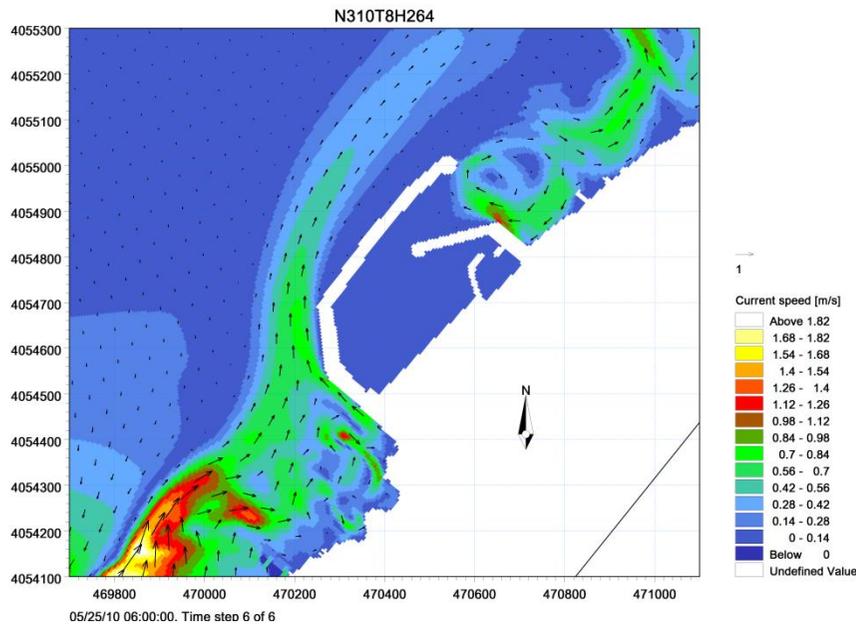


Figure B.35: CHAMP DES COURANTS DE LA HOULE :
 (MWD=310°N, H_S =2,64 m, T=8s) [La variante après l'aménagement]

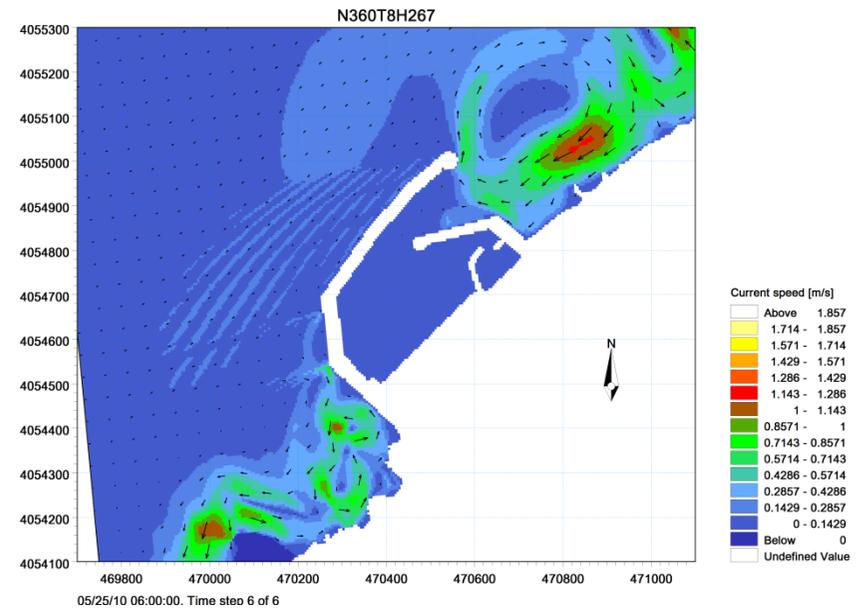
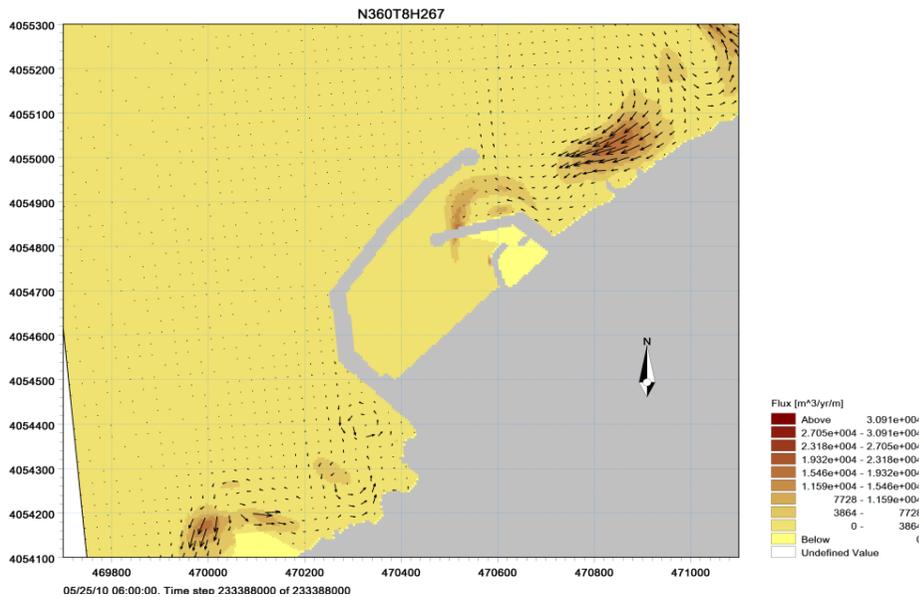
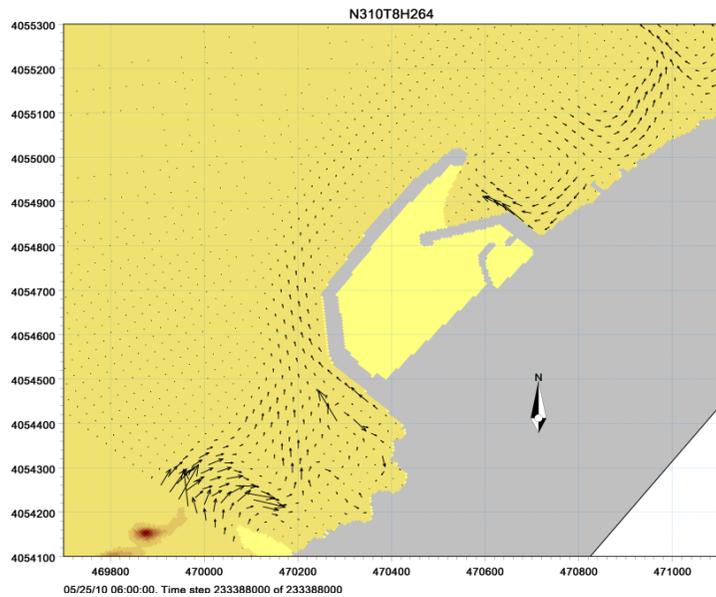
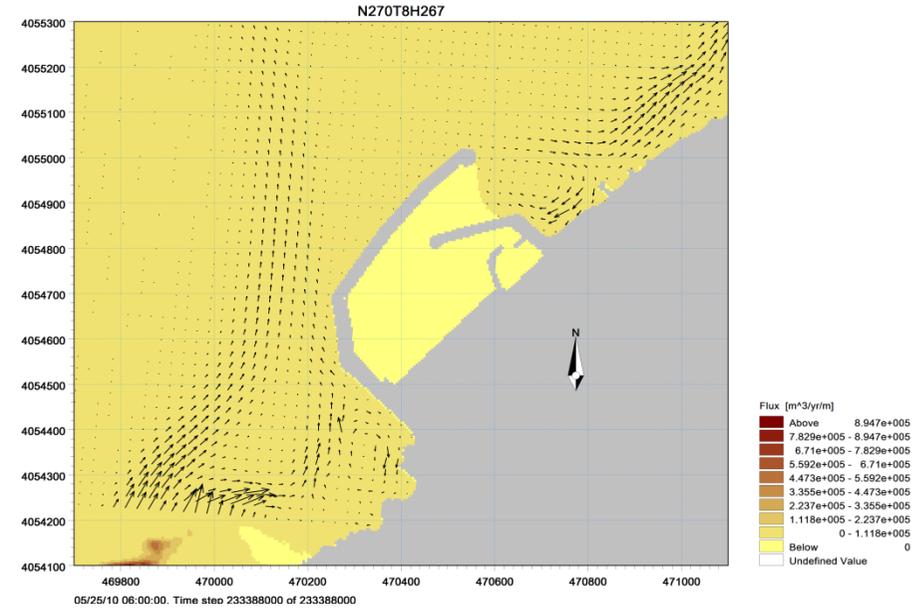
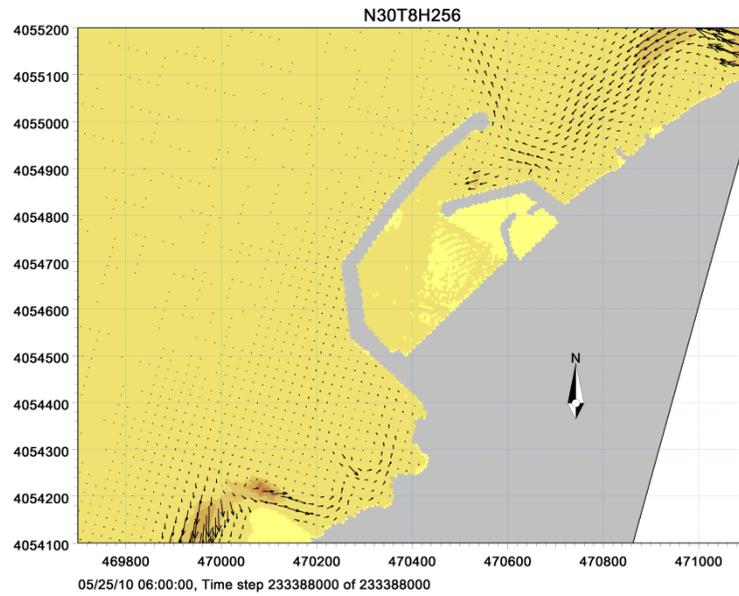


Figure B.36: CHAMP DES COURANTS DE LA HOULE :
 (MWD=360°N, H_S =2,67 m, T=8s) [La variante après l'aménagement]



ANNEXE C

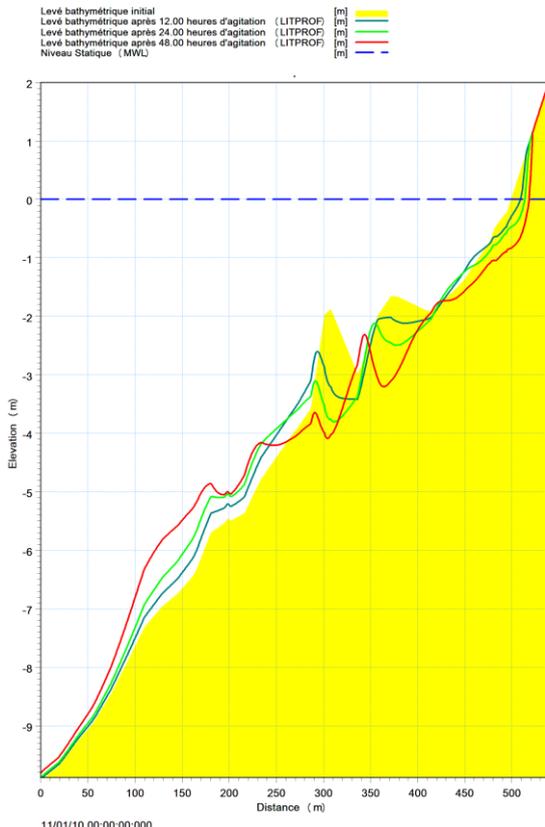


Figure C.1: Evolution du profil de la plage au niveau du profil N°1
 (MWD=310°, H_s=2,56m, T=8s)

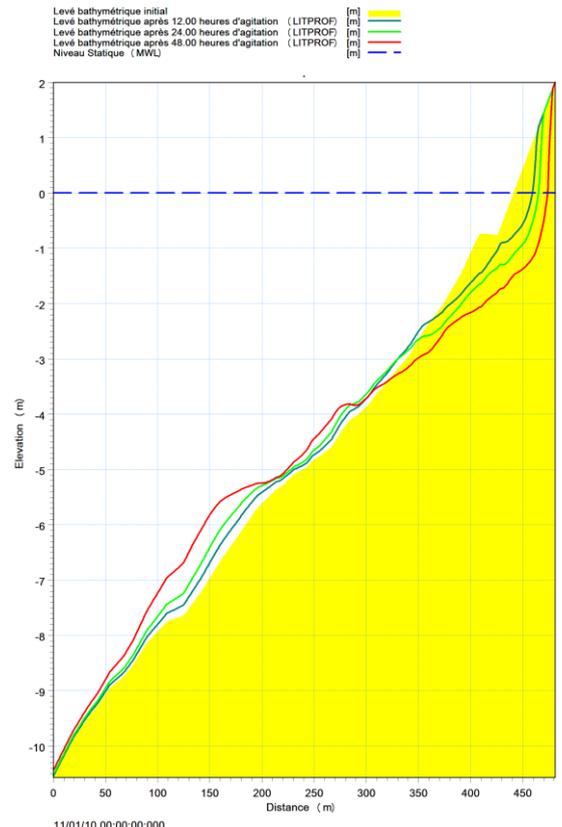


Figure C.2: Evolution du profil de la plage au niveau du Profil N°2
 (MWD=310°, H_s=2,56m, T=8s)

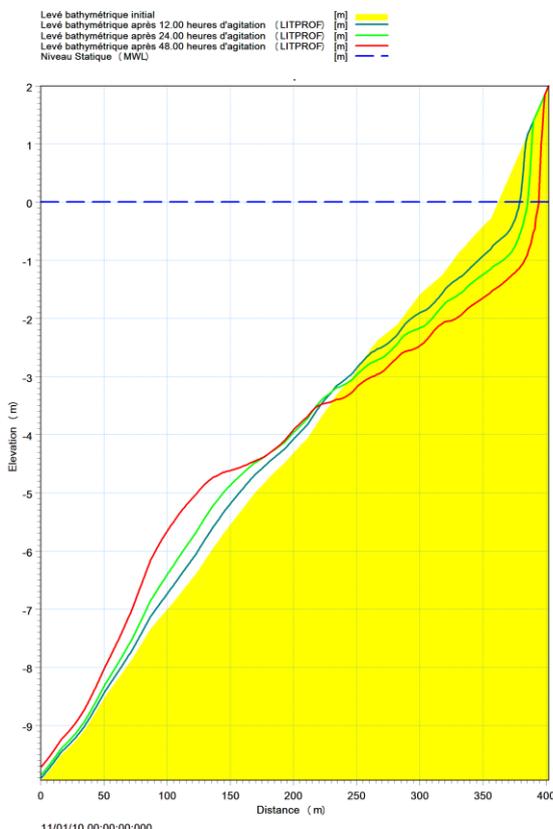


Figure C.3: Evolution du profil de la plage au niveau du Profil
 N°7(MWD=310°, H_s =2,56m, T=8s)

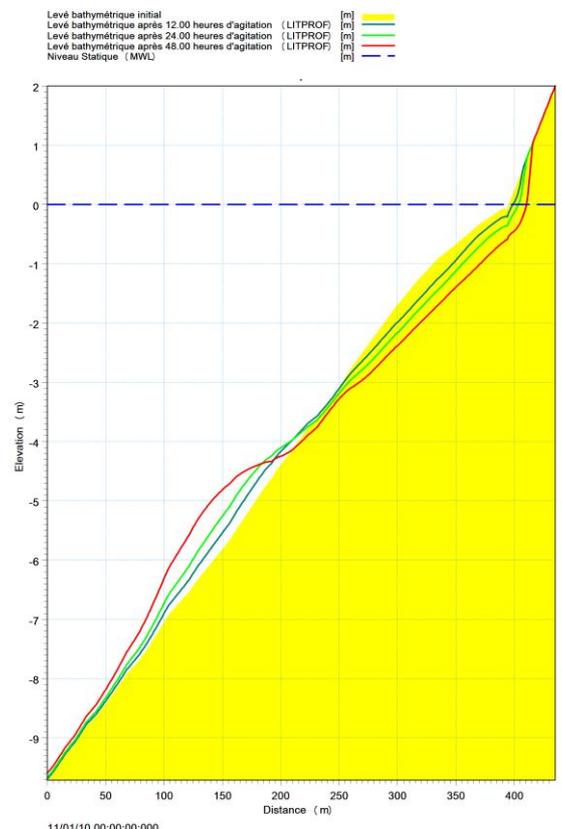
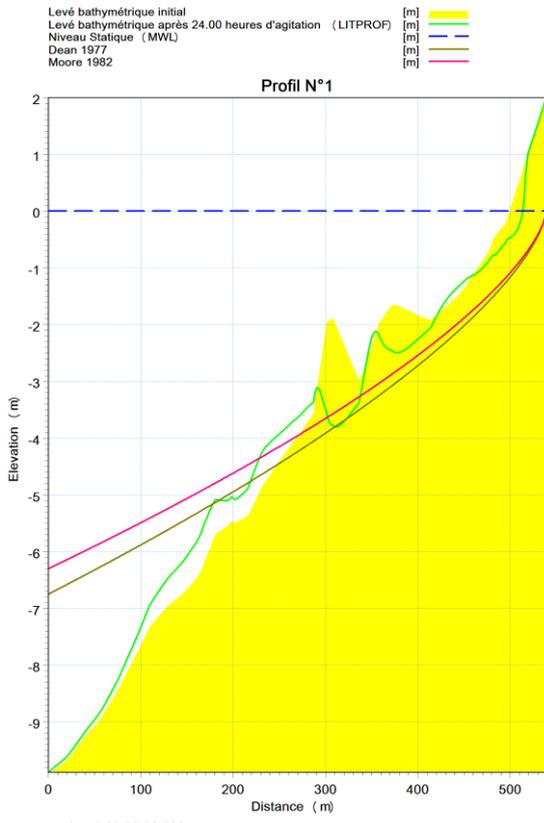
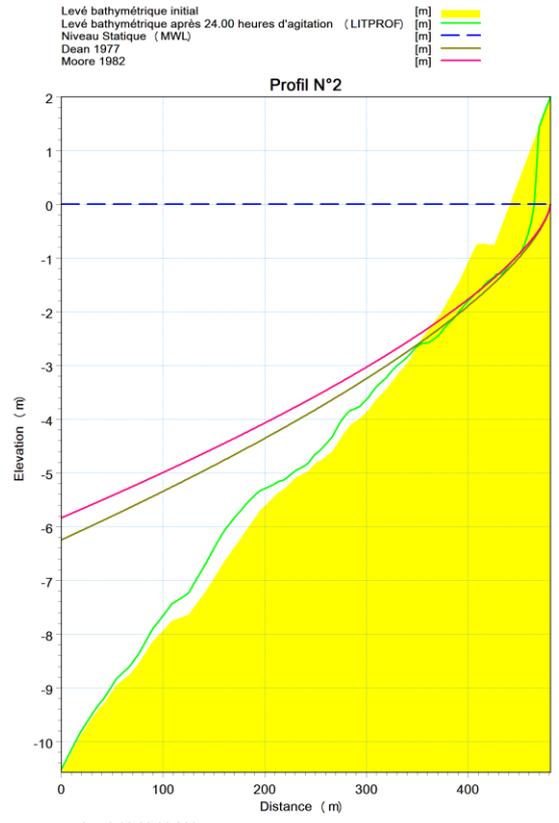


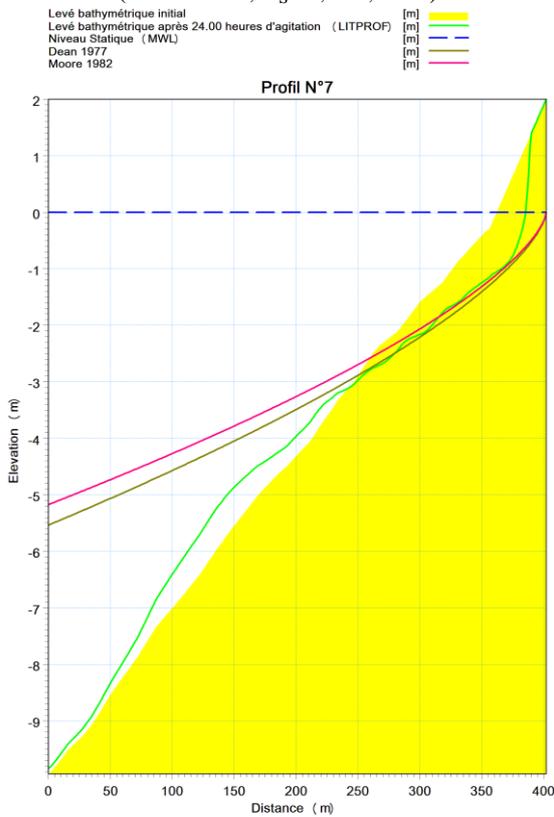
Figure C.4 : Evolution du profil de la plage au niveau du Profil
 N°8(MWD=310°, H_s=2,56m, T=8s)



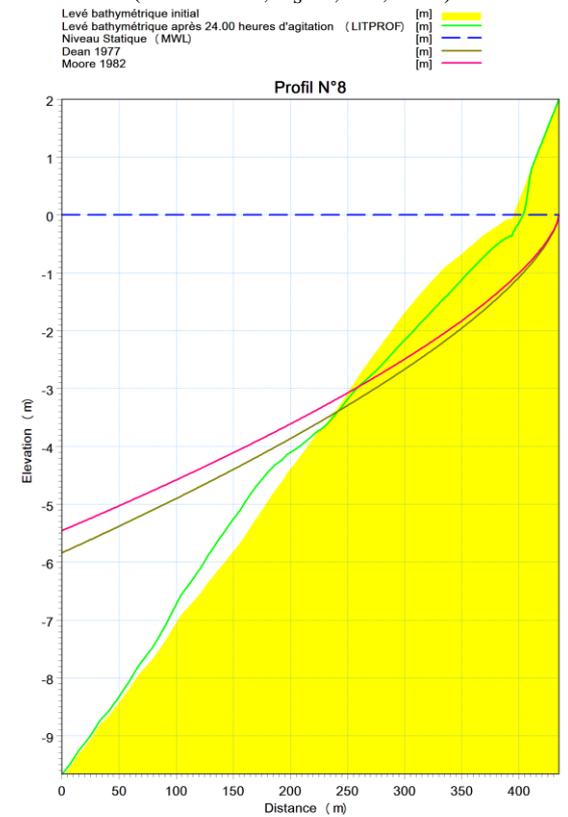
11/01/10 00:00:00:000
Figure C.5: Comparaison de profil de la plage par apport au profil d'équilibre théorique (MWD=310°, $H_S=2,56m$, T=8s)



11/01/10 00:00:00:000
Figure C.6: Comparaison de profil de la plage par apport au profil d'équilibre théorique (MWD=310°, $H_S=2,56m$, T=8s)



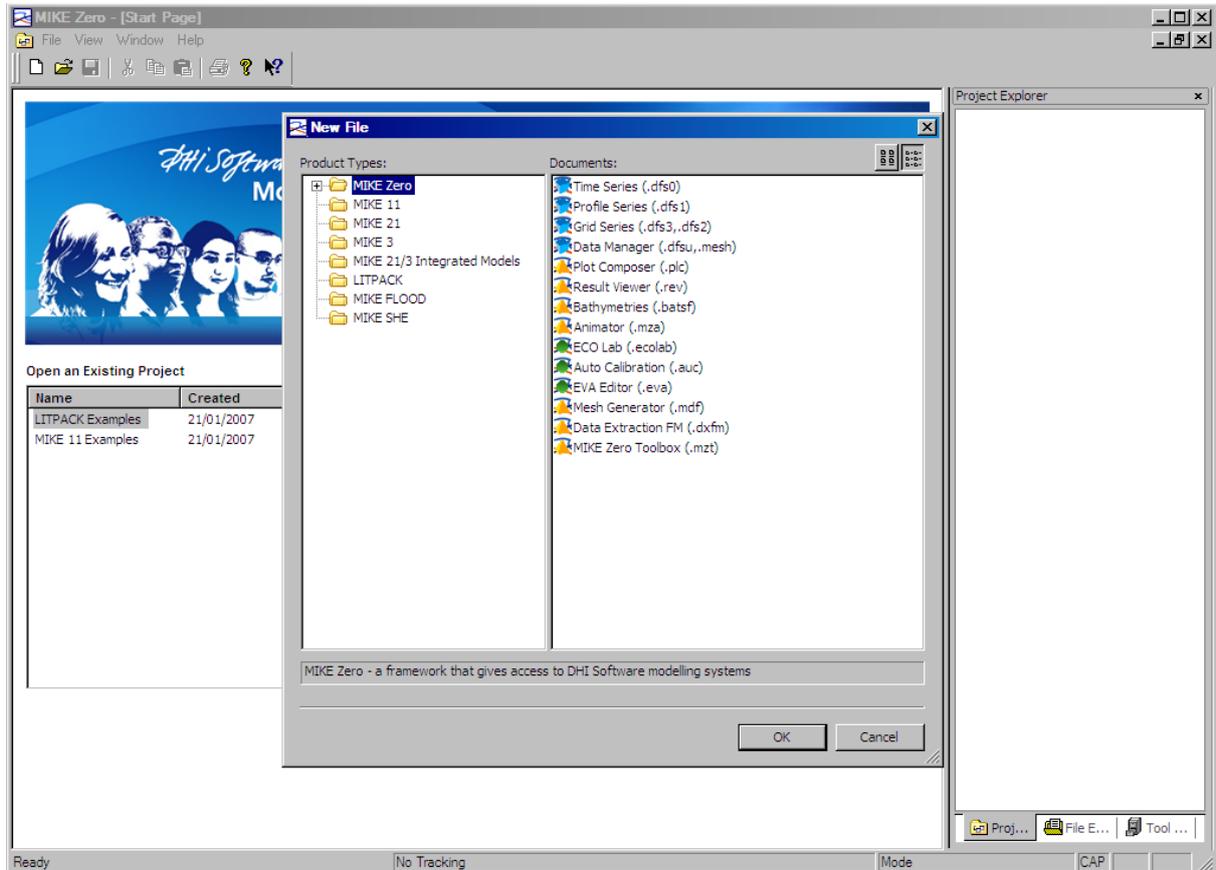
11/01/10 00:00:00:000
Figure C.7: Comparaison de profil de la plage par apport au profil d'équilibre théorique (MWD=310°, $H_S=2,56m$, T=8s)



11/01/10 00:00:00:000
Figure C.8 : Comparaison de profil de la plage par apport au profil d'équilibre théorique (MWD=310°, $H_S=2,56m$, T=8)

ANNEXE D

Les outils MIKE Zero(Outils de Pré & Post traitement) :



De plus en plus d'outils suivant les nouveaux développements de système de DHI :

[DHI 2007]:

- Time Series(.dfs0)
- Profile Series(.dfs1)
- Grid Series(.dfs3,.dfs2)
- Data Manager (.dfsu,.mesh)
- Plot Composer(.plc)*
- Result Viewer(.rev)*
- Bathymetries(.batsf)*
- Animator(.mza)*
- Eco Lab (.ecolab)
- Auto Calibration (.auc)
- EVA Editor (.rva)
- Mesh Generator (.mdf)*
- Data Extraction FM (.dxfm)*
- MIKE Zero Toolbox(.mzt)*

Time Series :

- Création / modification des séries temporelles
 - $y = \text{fonction}(t)$ ou $y = \text{fonction}(x)$
 - Fichier associé: extension *.dfs0

Profile Series :

- Création / modification des fichiers profils
 - $y = \text{fonction}(x, [t])$
 - Fichier associé: extension *.dfs1

Grid Series :

- Création / modification des fichiers grilles
 - $y = \text{fonction}(x, y, [t])$
 - Fichier associé: extension *.dfs2

Bathymetries :

- Outil de création de grilles bathymétriques à partir de données topographiques
- fichiers associés:
 - fname.batsf : fichier de paramétrage
 - fname.rd : données topo
 - fname_x.dfs2 : bathymétrie interpolée (x=1, 2, etc)

Animator :

- Création d'Animation 3D à partir des fichiers MIKE
- Exportation sous forme d'animations vidéos (*.avi), d'images (*.jpg, *.png)

Plot Composer :

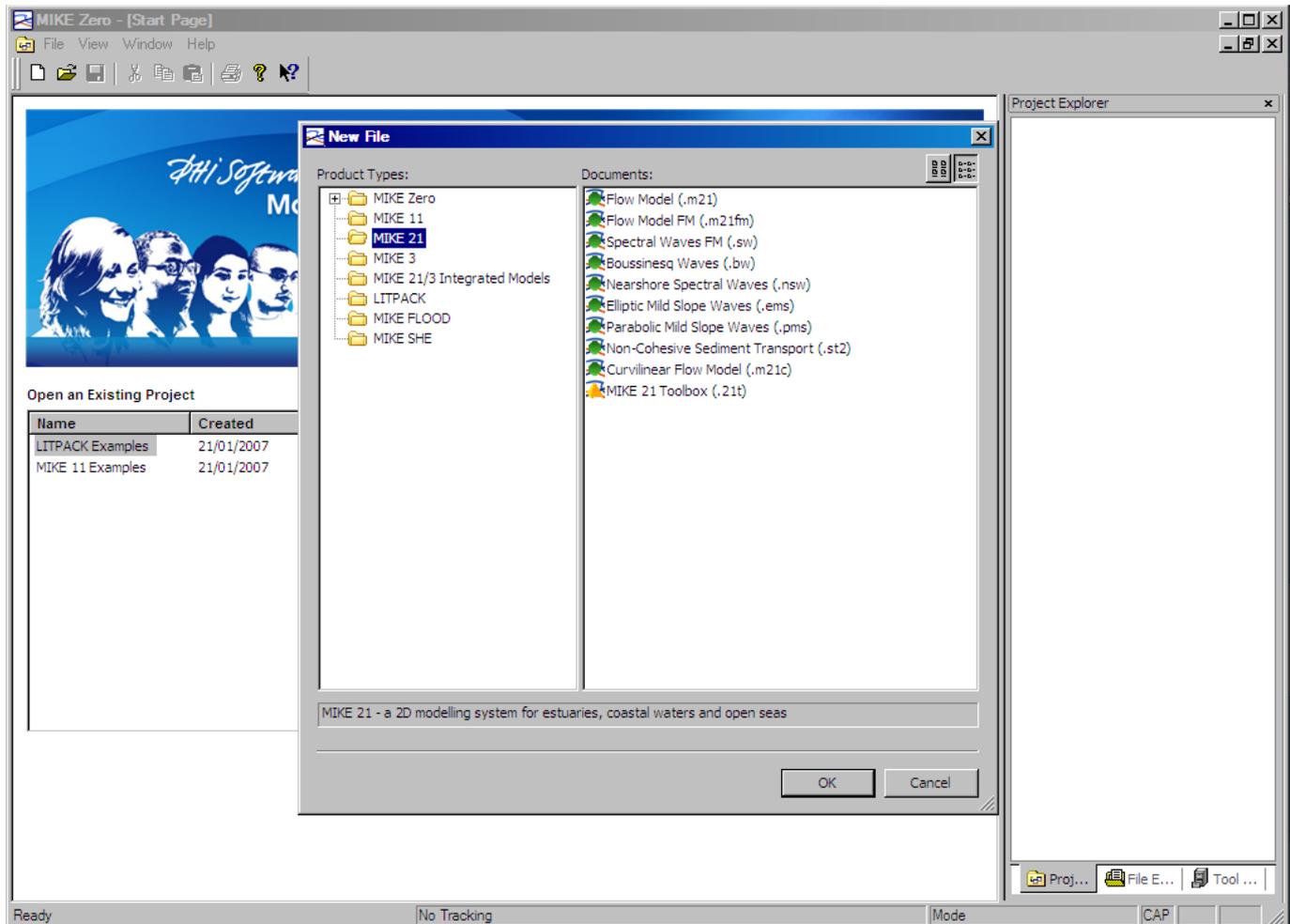
- Création de graphiques / animation à partir des différents formats de fichier MIKE (dfs0, dfs1, dfs2, ...)

MIKE Zero Toolbox :

Mesh Generator :

- Outil conçu pour la génération de maillage flexible (nouvelle gamme Flexible Mesh, R2003)
 - $y = \text{fonction}(x, [t])$
 - Fichier associé: extension *.dfsu (unstructured mesh)

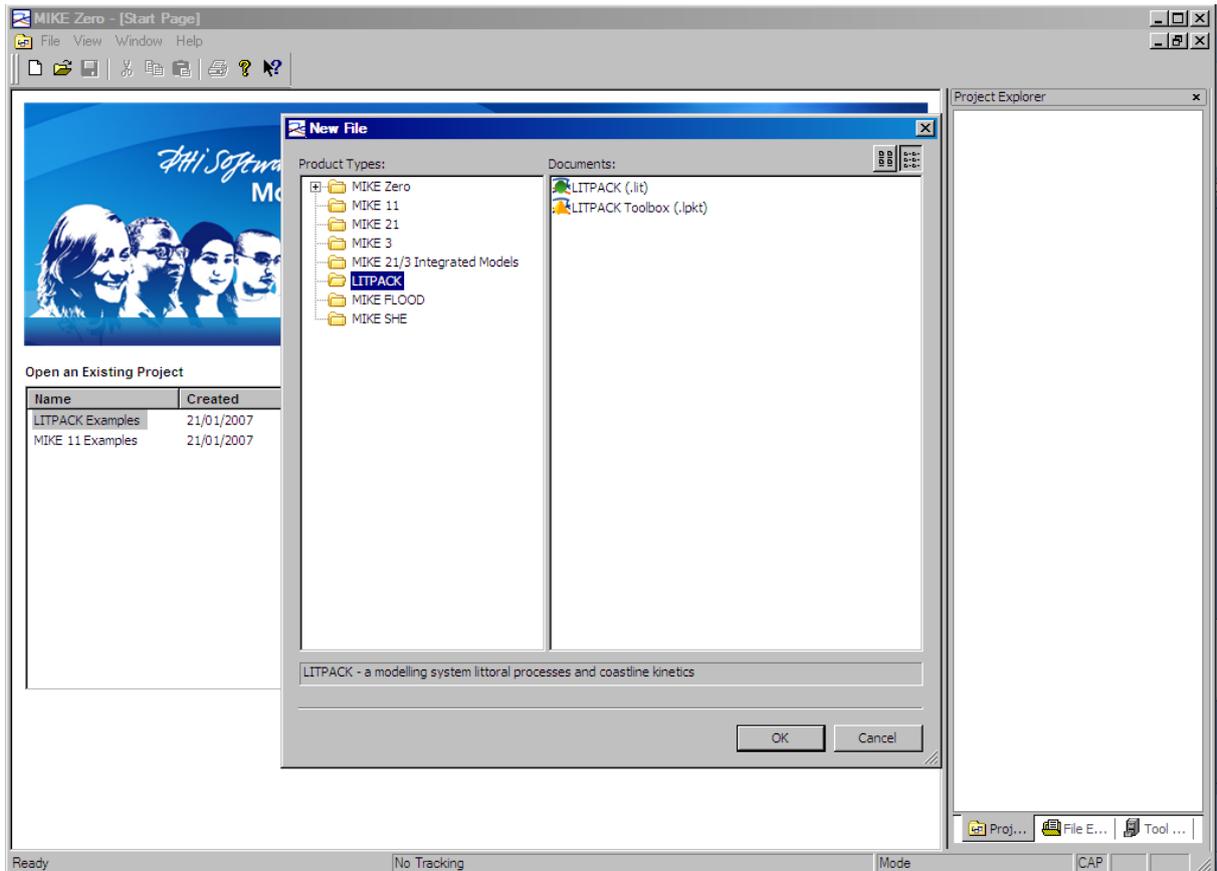
Les outils MIKE 21 :



Le MIKE 21 : Modélisation 2D des écoulements à surface libre (dont problèmes de houle)

- **Flow Model (.m21)***
- **Flow Model FM (.m21fm)**
- **Spectral Waves FM (.sw)***
- **Boussinesq Waves (.bw)**
- **Nearshore spectral waves (.nsw)**
- **Elliptic Mild Slope waves (.ems)**
- **Parabolic Milde slope waves (.pms)***
- **Non-cohesive sediment transport (.st2)***
- **Curvilinear Flow Model (.m21c)**
- **MIKE 21 Toolbox(.21t)***

Les outils de LITPACK:



Le LITPACK : Modélisation des sédiments non cohésifs (dérive littoral, évolution du trait de côte, développement cross-shore...)

- LITPACK (.lit)*
- LITPACK Toolbox (.lpkt)

* : Les modules utilisés dans le cas du transport sédimentaire.

COMMUNICATION



Modélisation numérique de la houle côtière et du transport sédimentaire pour l'étude d'un port de pêche : cas du port de Khemisti

**Mustapha Kamel MIHOUBI^{1,2}, Hocine DAHMANI², Ahmed KETTAB²
Omar KHODJET KESBA¹**

1. Laboratoire de Mobilisation et de Valorisation de la Ressource Eau (LMVR-Eau),
École Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), BP 31, 09000 Blida, Algérie.
mihkam@ensh.dz
2. Laboratoire de Recherche des Sciences de l'Eau (LRS-Eau), École Nationale
Supérieure Polytechnique (ENP), avenue Hacène-Badi, BP 182, El Harrach, Algérie.
Kettab@yahoo.fr

Résumé:

Depuis ces dernières années, beaucoup de progrès ont été enregistrés dans le domaine la modélisation numérique des processus côtiers. Il subsiste toutefois quelques difficultés dans les modèles existants pour relier d'une part, l'hydrodynamique de la houle et des courants et d'autre part, le processus de transport sédimentaire et en raison de la variabilité en temps, espace et de l'interaction houle-courant près du rivage.

La présente étude consiste à établir des prévisions du transit sédimentaire à partir de scénarios d'aménagement d'un ouvrage portuaire sur la base d'une modélisation numérique par un modèle hydro-sédimentaire. Dans ce contexte, une étude en mode bidimensionnel d'un aménagement a été établie à l'aide des codes de calcul d'un progiciel de modélisation.

Mots-clés :

Houle – Courant – Contrainte de radiation – Profil – MIKE21 – Maillage – Sédiment

1. Introduction

Dans la zone littorale, des quantités importantes de sable sont transportées sous l'action de la houle et des courants. Quand les vagues atteignent la côte et déferlent sur la plage, elles génèrent des courants côtiers qui interagissent avec les vagues incidentes pour transporter les sédiments (MASSELINK *et al.*, 2006). La houle est un facteur essentiel des mouvements sédimentaires dans la zone du littoral, lors du déferlement, l'énergie des vagues est dissipée et transformée principalement en turbulence qui remet en mouvement les sédiments qui sont transportés par les courants qu'elle engendre et/ou ceux dus aux marées et aux vents. Les interactions entre sédiments et d'eau activent en zone swash, et représente un lieu d'échange et de transport de sédiments (BUTT *et al.*, 2001 ; MIHOUBI, 2008). A ce propos, il est primordial de prévoir l'évolution du transit sédimentaire notamment de la détection des zones d'érosion et de dépôt au niveau du

rivage. Il est bien évident, que certaines modifications des zones côtières sont liées à l'action anthropique, telles que la réalisation des aménagements hydrotechniques sans tenir compte du régime marin et des interactions avec les différents facteurs énumérés précédemment.

La présente étude consiste à établir des prévisions du transit sédimentaire à partir de scénarios d'aménagement d'un ouvrage portuaire sur la base d'une modélisation numérique avec un modèle hydro-sédimentaire en mode bidimensionnel. Ce modèle a été construit moyennant les codes de calculs MIKE 21 de DHI-Software.

2. Description de la modélisation

2.1 Modèle d'agitation des vagues

Les modèles de prédiction des vagues sont généralement basés sur l'équation de l'énergie où de la densité de l'énergie de la vague $E(\sigma, \theta)$, fonction de la pulsation ω et de la direction θ de la vague qui varie lentement en fonction de l'espace (x,y) et du temps. En présence d'un courant ambiant, il est plus pertinent de simuler la quantité du mouvement de la vague $N(\sigma, \theta)$ plutôt l'énergie de la vague:

$$N(\omega, \theta, x, y, t) = \frac{E(\omega, \theta, x, y, t)}{\sigma} \quad (1)$$

Le comportement de la houle à l'approche des côtes est modélisé par l'équation de (BERKHOFF, 1972), qui traduit les équations du mouvement en théorie linéaire pour un fond graduellement varié. Elle s'écrit :

$$\nabla \cdot (CC_g \nabla \phi) + \frac{C_g}{C} \omega^2 \phi = 0 \quad (2)$$

avec : $\omega^2 = gkh(kd)$, relation de dispersion

L'équation (2) peut être résolue directement, par la méthode des éléments finis (MARCER *et al.*, 1994). Ce type de modèle est notamment destiné à étudier les problèmes d'agitation portuaire où les effets de diffraction et réflexion de la houle peuvent être importants.

2.2 Modèle de transport sédimentaire

Le modèle proposé repose sur la formulation du *Sediment –Transport-Program* basée sur une approche de calcul bidimensionnelle horizontale (2DH) dans laquelle, les taux de transport de sédiments sont calculés dans la direction du courant moyen avec une composante transversale résultante de la pente du fond. Les profils verticaux moyens sont calculés en intégrant la contrainte de frottement turbulent:

$$\bar{\tau}(z) = \rho \nu_t \left| \frac{\partial \bar{U}}{\partial z} \right| \quad (3)$$

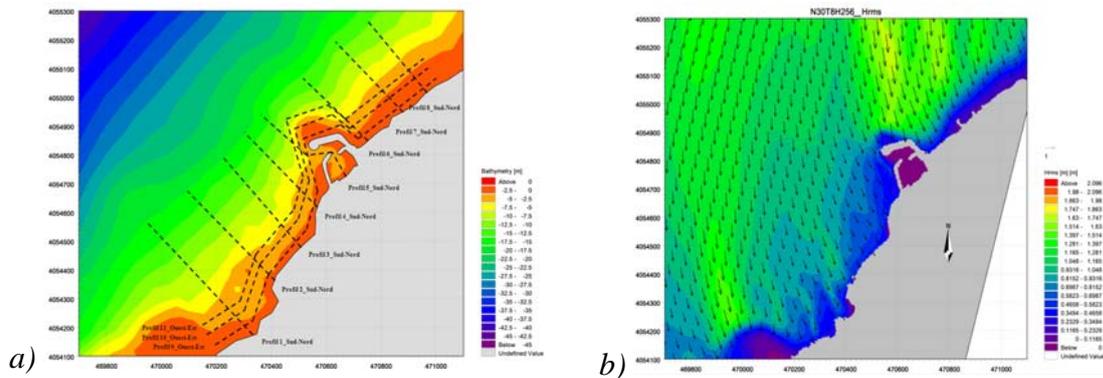
Le taux total de transport de sédiments non cohésifs q_t est calculé en ajoutant les taux de transport de sédiments en suspension q_s et en charriage de fond q_b .

$$\langle q_t \rangle = \langle q_s \rangle + \langle q_b \rangle \quad (4)$$

3. Aménagement du port de pêche de Khemisti

L'abri de pêche de Khemisti est situé à 30 km de la wilaya de Tipaza, il a connu ces dernières années une grande activité dans le secteur de la pêche. Afin de répondre aux préoccupations de la région une étude d'extension de labri de pêche de Khemisti en port de pêche a été lancée. L'aménagement est protégé par deux petites jetées, la principale située au nord-est (195 m) et la secondaire à l'ouest (120 m) la passe d'entrée étant orientée vers le l'ouest. Le code de calcul MIKE 21, est particulièrement utilisé dans l'étude de projets d'aménagement portuaire.

L'analyse de la carte bathymétrique révèle une morphologie sous marine irrégulière entre le trait de côte et l'isobathe -4 m. Au delà de cette profondeur, la morphologie du fond a tendance à être régulière. Les altitudes min, moyenne, max sont respectivement : 0,00 m, -22,50 m, -45,00 m (figure 1a). La propagation de la houle se traduit à l'approche du rivage par une modification de ces caractéristiques à savoir une diminution de la hauteur de la houle et une déviation de l'angle d'incidence due au phénomène de réfraction (figure 1b). Plusieurs simulations de direction de houles ont été faites.



*Figure 1 a) Levé bathymétrique de l'aménagement ; b) Epure de réfraction de la houle
(MWD=30° ; H_s =2,56 m ; T=8 s).*

4. Résultats et discussion

Après avoir examiné l'état initial du site et mis en évidence les facteurs hydrodynamiques à l'origine de l'ensablement du port, il est clair que les courants littoraux constituent la force motrice du transit sédimentaire suivant le sens dominant des houles incidentes dans la direction ouest-est par rapport à la passe d'entrée. Le dispositif de protection recherché est de permettre de minimiser l'ensablement du port et

ce à travers diverses variantes d'études d'aménagement. Nous avons ainsi opté après simulation pour une variante à faibles contraintes de radiation à partir de combinaison du modèle hydrodynamique et transport sédimentaire. La solution optimale correspond à un aménagement composé d'un ouvrage épi de 180 m de longueur et 12 m de largeur, situé à l'est du port limitant ainsi le flux sédimentaire de même direction (figure 2) protégeant ainsi le bassin du port.

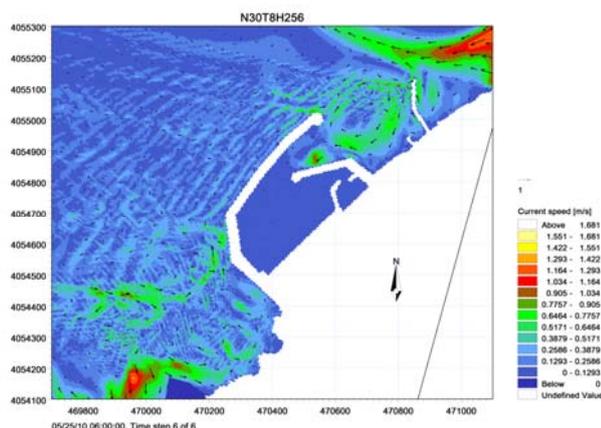


Figure 2. Variante d'aménagement avec un épi sur la coté est du port : conditions de houle: $30^{\circ}N$; $H_s = 2,56$ m ; $T=8$ s.

Remerciements

Les auteurs remercient vivement, Ahmed BOUDOUMA, Directeur du Laboratoire des Etudes Maritime (LEM) d'Alger pour l'entière collaboration et soutien à la réalisation de ce travail.

5. Références bibliographiques

- BERKHOF J.C.W. (1972). *Computation of combined refraction-diffraction*, Proc.13th Coastal Engineering Conf., Vancouver, pp 471-490.
- BUTT T RUSSEL P.E., TURNER I. (2001). *The influence of swash infiltration-exfiltration on beach sediment transport: onshore or offshore?* Coastal Engineering, 42 (1), pp 35-52. doi:10.1016/S0378-3839(00)00046-6
- MARCER R., LANDEL E., GUERIN P. (1994). *Modélisation de l'influence des atténuateurs de houle sur la protection du littoral*, 3^{èmes} Journées Nationales Génie Civil-Génie Côtier, Sète, 2-4 Mars, pp 33-37. doi:10.5150/jngcgc.1994.004-M
- MASSELINK G., KROON A., DAVIDSON-ARNOTT R.G.D. (2006). *Morphodynamics of intertidal bars in wave dominated coastal settings - A review*. Geomorphology, 73, 1-2, pp 33-49.
- MIHOUBI M.K. (2008). *Etude expérimentale de l'interaction eau-sédiment en zone de swash par velocimétrie Doppler ultrasonore(VDU)*. Thèse de doctorat d'état, Ecole Nationale Polytechnique (ENP), Alger, 210 p.